

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

Н. Н. Абрамов

ВОДОСНАБЖЕНИЕ



Н. Н. АБРАМОВ

ВОДОСНАБЖЕНИЕ

Издание 2-е, переработанное и дополненное

Д о п у щ е н о

*Министерством высшего и среднего специального образования СССР
в качестве учебника для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по специальности «Водоснабжение и канализация»*



МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1974

Рецензенты — д-р техн. наук *И. Э. Апельцин*, д-р техн. наук *Ф. М. Боцевер*, канд. техн. наук *П. В. Лобачев*, инж. *С. Л. Рубинштейн*

Абрамов Н. Н. Водоснабжение. Учебник для вузов. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1974. 480 с.

В учебнике даны основные сведения о системах водоснабжения, приведены материалы для ознакомления с назначением, условиями работы, конструкциями, методами расчета и проектирования основных водопроводных сооружений. Рассмотрены задачи и характерные особенности систем производственного и сельскохозяйственного водоснабжения. Изд. 1-е вышло в 1967 г.

Учебник предназначен для студентов вузов, обучающихся по специальности «Водоснабжение и канализация».

Табл. 50, ил. 316, список лит.: 22 назв.

ПРЕДИСЛОВИЕ К ПЕРВОМУ ИЗДАНИЮ

Настоящая книга предназначена служить учебником по курсу «Водоснабжение» — одной из профилирующих дисциплин специальности «Водоснабжение и канализация» строительных вузов и факультетов.

Комплексный характер этой дисциплины, базирующейся на различных отраслях технических наук, обусловливается потребностями самой жизни, необходимостью решения комплекса сложных инженерных задач, связанных с проектированием, строительством и эксплуатацией систем водоснабжения. Эти системы включают разнообразные сооружения, обеспечивающие добычу, очистку и подачу потребителям требуемых количеств воды надлежащего качества.

Изучение курса водоснабжения основывается на знаниях, полученных студентами при прохождении ряда общетехнических и специальных дисциплин учебного плана.

Так, для решения вопросов добывания воды из природных источников необходимо знакомство с гидрологией, гидрогеологией, гидротехникой и буровой техникой.

Решение вопросов технологии очистки воды возможно лишь при наличии достаточных знаний в области химии воды и гидробиологии.

Проектирование и расчет водопроводных сетей и сооружений, базирующиеся на законах гидравлики, требуют глубокого знания этой дисциплины.

Проектирование, строительство и эксплуатация сооружений для подачи воды требуют знания специального технического оборудования: насосов, двигателей, электроаппаратуры, регулирующих и измерительных приборов.

Наконец, для работы по проектированию и возведению водопроводных сооружений инженер должен иметь хорошую подготовку в области строительных дисциплин.

Для формирования инженера такого широкого профиля в учебный план специальности «Водоснабжение и канализация» входят дисциплины: гидравлика, электротехника, теплотехника, детали машин, насосы и насосные станции, гидрология, гидрогеология, гидротехнические сооружения, специальный курс химии и ряд строительных дисциплин.

Изучение перечисленных дисциплин должно предшествовать прохождению соответствующих разделов курса водоснабжения.

Огромное многообразие вопросов, охватываемых курсом, при высоком уровне развития современной техники водоснабжения не позволяет осветить их в учебнике с желаемой степенью детализации. Поэтому учебник охватывает с должной полнотой только основные принципиальные вопросы водоснабжения и дает сведения, отвечающие по содержанию и объему утвержденной программе курса. Более подробные сведения по отдельным вопросам водоснабжения учащиеся могут получить из учебных пособий, а также из технической и справочной литературы (см. перечень рекомендуемой литературы).

В книге использованы по возможности новые разработки наших крупнейших проектных организаций — Союзводоканалпроекта, Гипрокоммунводоканалпроекта, Теплоэлектропроекта и др., а также научно-исследовательских институтов — ВОДГЕО, Академии коммунального хозяйства и др.

Главы 30 и 31 написаны инженерами Г. С. Агеевым и П. А. Денисовым, глава 33 написана инж. Н. П. Фрогом, глава 24 — д-ром техн. наук проф. А. А. Кастальским, глава 32 — канд. техн. наук А. Ф. Шабалиным.

Автор выражает глубокую признательность за предоставление новых материалов, просмотр отдельных разделов рукописи и ценные замечания Л. Ф. Мошнину, Д. М. Минцу, М. М. Андрияшеву, А. В. Перфильеву, В. А. Клячко, Е. Ф. Кургаеву, С. К. Абрамову, Ф. И. Бондарю, Ф. М. Бочеверу, В. И. Филиппову, М. М. Пospelовой, А. С. Москвитину, П. В. Лобачеву, а также коллективу кафедры водоснабжения Горьковского инженерно-строительного института во главе с проф. П. И. Пискуновым за полезные замечания при рецензировании рукописи.

ПРЕДИСЛОВИЕ КО ВТОРОМУ ИЗДАНИЮ

В настоящем издании учтены указания новых нормативных документов по водоснабжению и, в частности, проект последней редакции главы II-Г.3 Строительных норм и правил; учтены новые стандарты.

В книге отражены по возможности все новые и прогрессивные методы добывания, обработки и транспортирования воды, предназначенной для целей водоснабжения.

Существенно переработаны разделы книги, посвященные вопросам расчета и проектирования водопроводных сетей при их совместной работе с водопитателями и емкостями. Углублены теоретические основы гидравлических и технико-экономических расчетов систем подачи и распределения воды. Расширены сведения об использовании вычислительных машин для расчетов водопроводных систем.

Более полно изложены такие важные современные вопросы, как опреснение соленых вод.

Обновлены сведения по производственному и сельскохозяйственному водоснабжению с учетом последних достижений в этих областях.

В значительной степени обновлен иллюстративный материал — использованы новые типы и конструкции водопроводных сооружений.

Отдельные главы учебника написаны: доц., канд. техн. наук В. Н. Смагиным (глава 23), инж. Г. С. Агеевым (главы 30 и 31), канд. техн. наук А. Ф. Шабалиным (глава 32), инж. Н. П. Фрогом (главы 33 и 34).

Автор выражает глубокую признательность за предоставление новых материалов по отдельным разделам рукописи, а также за ценные замечания при ее рецензировании И. Э. Апельцину, Ф. М. Боचेверу, И. И. Ларину, С. Л. Рубинштейну, М. М. Поспеловой, А. С. Москвитину, Ю. В. Александровскому, П. В. Лобачеву, Н. В. Ереснову.

ВВЕДЕНИЕ

I

Среди многих отраслей современной техники, направленных на повышение уровня жизни людей, благоустройства населенных мест и развития промышленности, водоснабжение занимает большое и почетное место.

Водоснабжение представляет собой комплекс мероприятий по обеспечению водой различных ее потребителей.

Обеспечение населения чистой, доброкачественной водой имеет большое гигиеническое значение, так как предохраняет людей от различных эпидемических заболеваний (передаваемых через воду). Подача достаточного количества воды в населенное место позволяет поднять общий уровень его благоустройства. Для удовлетворения потребностей современных крупных городов в воде требуются громадные ее количества, измеряемые в миллионах кубических метров в сутки. Выполнение этой задачи, а также обеспечение высоких санитарных качеств питьевой воды требуют тщательного выбора природных источников, их защиты от загрязнения и надлежащей очистки воды на водопроводных сооружениях.

Производственные процессы на предприятиях большинства отраслей промышленности также сопровождаются расходом воды. При этом предприятия некоторых отраслей промышленности и энергостроительства потребляют количество воды, нередко значительно превосходящее коммунальное водопотребление крупных городов. Некоторые промышленные предприятия предъявляют к качеству потребляемой воды специфические требования, иногда весьма высокие. От количества и качества используемой воды и организации водоснабжения промышленного предприятия в значительной мере зависят качество и себестоимость выпускаемой продукции. Таким образом, правильная организация водоснабжения промышленных предприятий имеет большое экономическое значение.

Комплекс сооружений, осуществляющих задачи водоснабжения, т. е. получение воды из природных источников, ее очистку, транспортирование и подачу потребителям, называется системой водоснабжения, или водопроводом.

Следует отметить, что кроме обеспечения водой населения и промышленности, осуществляемого системами водоснабжения, огромное народнохозяйственное значение имеет обеспечение водой сельского хозяйства для искусственного орошения земель в целях успешного выращивания сельскохозяйственных культур и получения высоких урожаев. В ряде районов такое искусственное орошение (ирригация) крайне необходимо и широко используется. Ирригация вследствие огромных объемов потребляемой воды и специфических методов ее использования представляет собой самостоятельную область водного хозяйства.

Однако в настоящее время в связи с общим ростом объемов потребляемой воды и недостаточностью в ряде районов местных природных источников воды все чаще возникает необходимость комплексного решения водохозяйственных проблем для наиболее рационального и экономичного обеспечения водой всех водопользователей и водопотребителей данного района. В нашей стране комплексное решение про-

блем водного хозяйства широко используется при планировании развития народного хозяйства. Кроме вопросов водоснабжения и орошения, комплексные водохозяйственные проблемы довольно часто охватывают вопросы гидроэнергетики и водного транспорта, так как без этого не могут быть разумно использованы крупные природные источники воды.

II

Первые сведения, которые мы имеем об искусственных сооружениях для добывания воды (колодцах), относятся к третьему тысячелетию до н. э. В Древнем Египте уже имелись простейшие механизмы для подъема воды из колодцев — наподобие наших «журавлей». Вавилоняне владели способом подъема воды на довольно значительную высоту при помощи различных приспособлений с использованием блоков и норий. В водопроводах Египта и Вавилона для распределения воды из резервуаров применялись трубы гончарные, деревянные, а также металлические (свинцовые и медные). В Древнем Китае для водоснабжения использовались весьма глубокие колодцы, из которых воду доставали ведрами при помощи воротов или блоков.

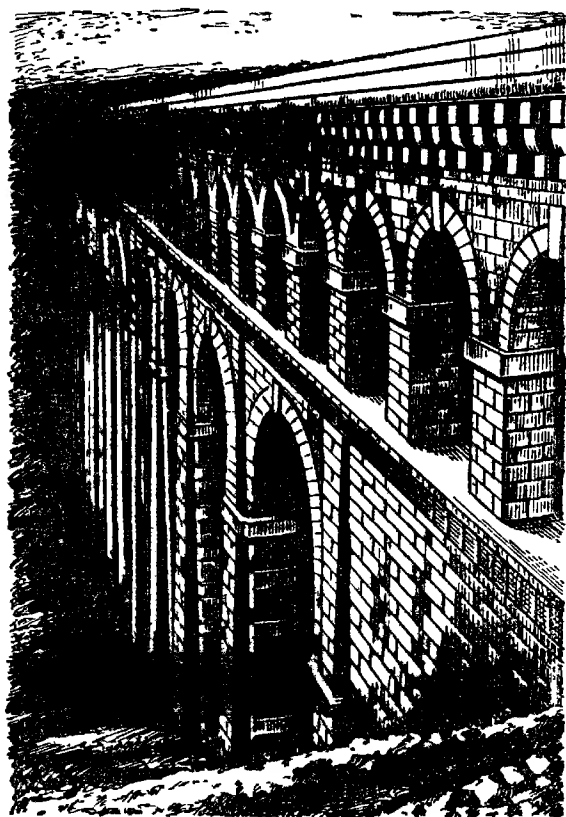


Рис. В.1

В период расцвета Древней Греции и Рима существовали уже большие централизованные системы водоснабжения. Рим императорской эпохи имел несколько водопроводов. Вода подавалась к городу самотеком по каналам. При пересечении долин или оврагов каналы прокладывались по специальным мостам — акведукам. Акведуки, сохранившиеся частично до наших дней, представляют собой интересные образцы древнего инженерного искусства (рис. В.1). В городе вода подводилась к центральным резервуарам, откуда подавалась по трубам к общественным баням и купальням, к дворцам и домам богатых граждан, а также к общественным фонтанам и бассейнам, которыми пользовалось население. Следует, однако, отметить, что население получало через общественные фонтаны лишь небольшую часть общего количества воды, подававшейся в город; большая часть ее шла для императорского дворца и домов патрициев и около 25% шло в общественные бани и купальни.

После падения рабовладельческой Римской империи в эпоху Средневековья вопросам санитарной техники уделялось весьма мало внимания.

Начальные сведения об устройстве централизованных городских водопроводов в Европе относятся к XII в. В конце XII в. построен первый самотечный водопровод в Париже. В XIII в. начинается централизованное водоснабжение Лондона. К началу XV в. относятся сведения об устройстве водопроводов в немецких городах.

Зарождение и развитие капиталистической мануфактуры вызвало некоторое развитие и водопроводной техники. Промышленная революция XVIII в обусловила строительство фабрично-заводских водопроводов. В то же время сброс промышленных сточных вод в открытые водоемы привел к их сильному загрязнению и поставил вопрос об изыскании источников чистой воды.

Применение паровых насосов позволило значительно увеличить дальность транспортирования воды.

Так постепенно создавались централизованные системы водоснабжения городов и промышленных предприятий.

III

Из древних водопроводных устройств, которые применяли народы населявшие современную территорию СССР, в маловодных районах Средней Азии частично сохранились до нашего времени своеобразные сооружения для сбора грунтовых вод — кяризы (подземные галереи), в Крыму найдены вырубленные в скалах многочисленные цистерны для

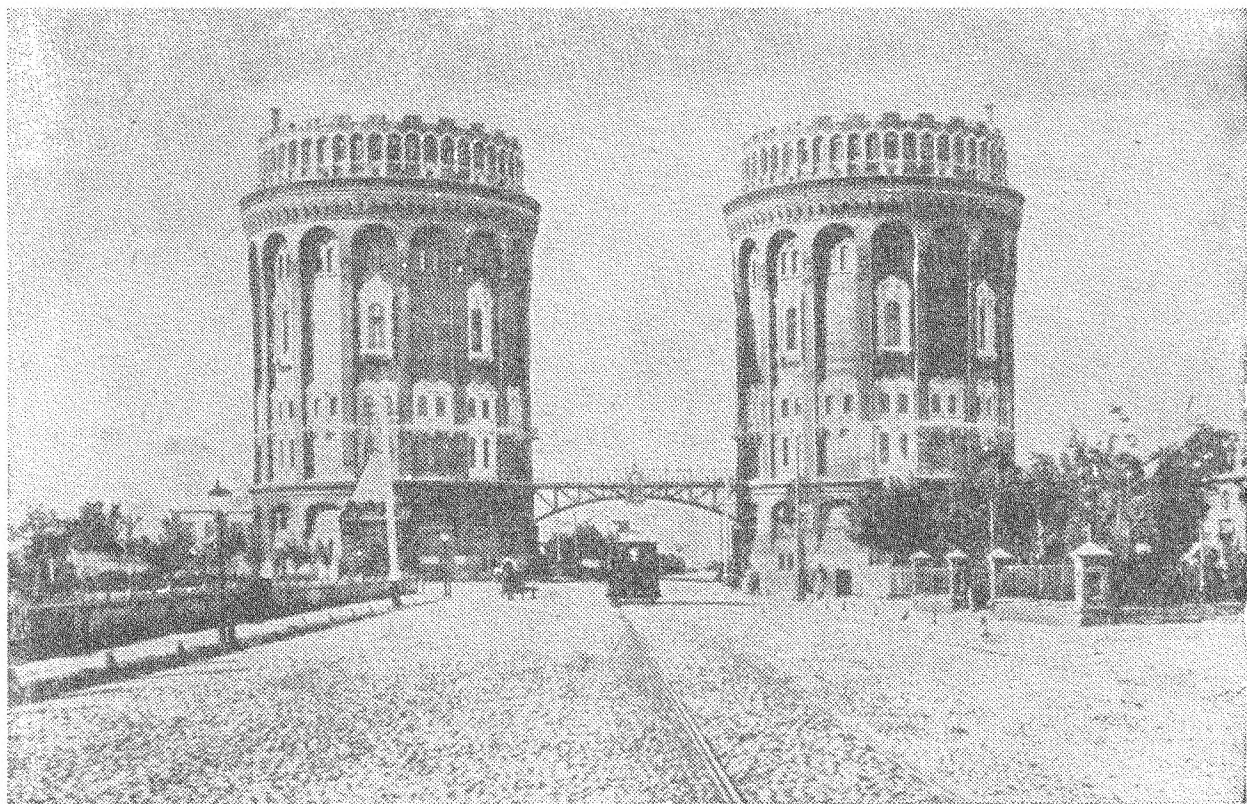


Рис В 2

сбора атмосферных вод, в Новгороде на территории княжеской резиденции (Ярославова дворища) при раскопках обнаружен самотечный водопровод из деревянных труб, время постройки которого отнесено к концу XI — началу XII в.¹

Имеются сведения о самотечном водопроводе из гончарных труб, построенном в Грузии в начале XIII в.

В XII—XIV вв. в ряде русских городов были построены водопроводы для крепостей. В XV в. был сооружен самотечный родниковый во-

¹ Сведения по истории русского водоснабжения приведены в книге Н. И. Фальковского «История водоснабжения в России». Изд. во МКХ РСФСР, 1947.

допровод для Московского Кремля. В 1631 г. в Кремле был построен водопровод, который подавал воду при помощи «водовозводной машины» в водонапорную башню. Для транспортирования воды от водонапорной башни к местам потребления использовались свинцовые трубы.

В 1718 г. по приказу Петра I был сооружен водопроводный капал для Летнего сада в Петербурге. В 1721 г. сооружаются знаменитые Петергофские фонтаны, которые по своим масштабам и совершенству водопроводной техники превосходят даже столь прославленные Версальские фонтаны.

При Петре I начато также сооружение родникового водопровода в Царском Селе (ныне г. Пушкин), законченного в 1749 г. Для того же Царского Села был построен крупный для того времени (длиной более 15 км) речной водопровод из р. Таицы.

В 1804 г. заканчивается сооружение первого московского городского водопровода, который подавал в город самотеком грунтовую воду из села Б. Мытищи на расстояние около 16 км. До наших дней сохранился акведук мытищинского самотечного водопровода, построенный у села Ростокينو для перехода долины р. Яузы.

Мытищинский водопровод в дальнейшем перестраивался и модернизировался; были построены насосные станции, самотечные водоводы заменены напорными. В 1898 г. были построены (около существующего ныне Рижского вокзала) Крестовские водонапорные башни (рис. В.2); они имели стальные баки емкостью по 1875 м³ каждый, расположенные на высоте 30 м над поверхностью земли.

Сооружались водопроводы и в других русских городах. В течение XIX в. в России были построены еще 64 городских водопровода. В 1900 г. начал строиться и с 1902 г. вступил в действие первый москворецкий водопровод с приемом воды у дер. Рублево. Однако вплоть до Великой Октябрьской социалистической революции строительство водопроводов в России развивалось медленно. До 1914 г. были построены водопроводы всего в 215 городах. При этом большая часть этих водопроводов находилась в неудовлетворительном состоянии; норма расхода воды на одного жителя была ничтожной; надлежащей очистки воды не производилось; число домовых вводов было незначительно, и большая часть воды отпускалась населению через уличные водоразборы.

Значительное число городских водопроводов принадлежало частным лицам или компаниям, которые использовали водопроводы как средство наживы, мало заботясь об удобствах и здоровье населения. Такую же эксплуататорскую политику в городском хозяйстве проводили в царской России и органы городского управления.

Городское хозяйство, не поддерживаемое и не ремонтируемое в течение первой мировой войны, пришло за это время в еще большее запустение.

Великая Октябрьская социалистическая революция коренным образом изменила это нетерпимое положение.

IV

С первых же лет Советской власти партия большевиков и Советское правительство проявили исключительную заботу об улучшении санитарного состояния населенных мест и охране здоровья трудящихся. Принятая на VIII съезде ВКП(б) в марте 1919 г. программа партии ставила одной из ближайших задач создание санитарного законодательства и проведение мероприятий по оздоровлению населенных мест и охране водоемов.

В годы борьбы молодого Советского государства с иностранными интервентами многие города и их коммунальное хозяйство подверглись значительным разрушениям. После окончания гражданской войны и разгрома интервентов Советская власть приступила к восстановлению хозяйства страны и в первую очередь промышленности и сельского хозяйства.

За первые десять лет Советской власти в основном было закончено восстановление городского хозяйства, включая водопроводное, проведено установление охранных зон источников водоснабжения, построены новые водопроводы в 74 городах.



Рис. В.3

За годы первой и второй пятилеток была проведена коренная реконструкция ряда существующих водопроводов и построено более 100 новых городских водопроводов.

Удельное водопотребление, т. е. количество воды, расходуемой на одного жителя, возросло в среднем более чем в 4 раза, несмотря на огромный рост численности городского населения.

Важное значение для развития водопроводного и канализационного городского хозяйства имели решения июньского Пленума ЦК ВКП(б) 1931 г. Пленум дал руководящие установки по дальнейшему развитию и реконструкции городского хозяйства СССР, производству коммунального оборудо-

вания и особое внимание уделил развитию водоснабжения нашей столицы — Москвы. Пленум принял решение о строительстве канала Волга — Москва для кардинального решения проблемы обеспечения Москвы водой.

Новый этап в развитии водопровода Москвы начался с постановления СНК СССР и ЦК ВКП(б) от 10 августа 1935 г. «О генеральном плане реконструкции г. Москвы». План реконструкции нашей столицы установил пути и масштабы развития московского водопровода для приема волжской воды.

После постройки канала имени Москвы, пуска Восточной (рис. В.3) и Северной (рис. В.4 и В.5) водопроводных станций, а также реконструкции москворецкого водопровода Москва стала обладательницей одного из самых крупных и технически совершенных городских водопроводов суточной производительностью около 4 млн. м³.

В настоящее время осуществлено расширение московского водопровода путем строительства Западной водопроводной станции и дальнейшего регулирования стока р. Москвы. Рассматривается также вопрос об использовании новых удаленных источников для водоснабжения столицы — регулирование стока и передача в город воды из р. Вазузы и других, а также строительство водопроводного канала Ока — Москва.

В годы Великой Отечественной войны все народное хозяйство страны было подчинено нуждам фронта. Водопроводное хозяйство многих

промышленных предприятий и населенных мест должно было обеспечивать бесперебойную подачу воды на нужды заводов оборонного значения и на борьбу с пожарами в условиях налетов вражеской авиации, бомбардировок и обстрелов. Советское водопроводное хозяйство успешно справилось с возложенной на него задачей.

После разгрома гитлеровской Германии перед страной встала задача быстрого восстановления народного хозяйства.

Восстановление и развитие промышленности требовали соответ-



Рис. В.4

ствующих масштабов водопроводного и канализационного строительства. В области коммунального водоснабжения послевоенный пятилетний план поставил задачу восстановления водопроводов во всех городах, подвергшихся немецкой оккупации, а также дальнейшего расширения существующих и строительства ряда новых городских водопроводов.

Выполнение грандиозной задачи индустриализации нашей страны потребовало строительства крупнейших и весьма сложных водопроводных систем для новых промышленных предприятий и целых промышленных районов.

Было осуществлено строительство громадных районных систем водоснабжения Донбасса, Криворожья, ряда промышленных районов Сибири и Урала.

В настоящее время в Целинном крае уже построено и строится несколько районных систем водоснабжения; каждая из них охватывает площадь в несколько миллионов гектаров, имеет протяженность водопроводов и сетей по несколько тысяч километров и снабжает водой десятки населенных мест и колхозов. В ближайшие годы предстоит строительство еще ряда подобных систем.

Особенно быстрое развитие районные системы водоснабжения получают в условиях современного этапа экономического развития СССР.

В Отчетном докладе ЦК КПСС XXIV съезду КПСС Л. И. Брежнев отметил: «Самоотверженным трудом советских людей построено развитое социалистическое общество»¹. Построение развитого социалистического общества позволило нашей стране приступить к практическому решению великой задачи, поставленной программой КПСС, ее последними съездами — к созданию материально-технической базы коммунизма. Создание материально-технической базы коммунизма является сложной задачей, требующей высоких темпов развития всех отраслей народного хозяйства и в том числе водоснабжения.



Рис В.5

Проблема развития водоснабжения тесно связана с решением главной задачи девятого пятилетнего плана — улучшения жилищных условий советского народа, создания здоровых условий труда и отдыха. На решение этой главной задачи направлены постановления партии и правительства о мерах по дальнейшему улучшению охраны природы и рациональному использованию природных ресурсов.

Бурный рост городского и промышленного строительства за последние годы, увеличение объемов используемой воды, а также объемов сбрасываемых сточных вод привели к необходимости пересмотра и совершенствования порядка использования природных водоемов для нужд народного хозяйства и охраны их от загрязнения.

В декабре 1970 г. Верховный Совет СССР принял закон об утверждении «Основ водного законодательства Союза ССР и союзных республик» и введении их в действие с 1 сентября 1971 г. Этот исторический документ подтверждает государственную собственность на воду и устанавливает порядок предоставления права использования природных водоемов, прав и обязанности водопользователей, порядок и условия сброса в природные водоемы сточных вод, меры по охране водоемов от загрязнения и систему контроля за эксплуатацией природных водоемов.

¹ Материалы XXIV съезда КПСС. М., Политиздат, 1971.

В законе предусмотрен своевременный и полный учет вопросов охраны водных ресурсов от загрязнения и истощения при размещении, проектировании, строительстве и эксплуатации всех предприятий и сооружений.

Закон подчеркивает необходимость первоочередного удовлетворения питьевых и бытовых нужд населения.

В законе даны все основные положения и указания, обеспечивающие рациональное и экономное использование природных источников воды, меры по их защите, а также предусмотрена ответственность за нарушение водного законодательства.

Строгое соблюдение этого закона позволит успешно решить в нашей стране одну из важнейших задач современности — обеспечить человечество на далекую перспективу доброкачественной водой.

В своей речи на XXIV съезде КПСС Л. И. Брежнев сказал: «Советский народ, достойно завершив восьмую пятилетку, сделал новый крупный шаг вперед в создании материально-технической базы коммунизма, в укреплении могущества страны и повышении благосостояния народа»¹.

В принятых XXIV съездом Директивах по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 гг. намечено дальнейшее развитие жилищно-коммунального строительства и, в частности, водоснабжения населенных мест.

За пятилетку должны быть построены 700 водопроводов в городах и рабочих поселках.

Намеченные Директивами масштабы развития таких отраслей промышленности, как нефтеперерабатывающая, угольная, металлургическая, целлюлозно-бумажная, а также теплоэнергетики повлекут необходимость проектирования и строительства крупных систем промышленного водоснабжения. При этом в целях рационального использования природных источников воды и защиты их от загрязнения производственными сточными водами должны получить широкое развитие системы оборотного водоснабжения и повторного использования воды.

Таким образом, жизнь ставит перед специалистами в области водоснабжения новые большие и важные задачи.

За годы Советской власти водоснабжение превратилось в важную отрасль народного хозяйства. Советская водопроводная техника сделала большие успехи: наши ученые, инженеры, конструкторы и изобретатели создали советские системы, конструкции, оборудование, приборы, методы расчета водопроводных сооружений и имеют приоритет в установлении многих современных методов проектирования и расчета водопроводных сооружений, а также в создании новых конструкций сооружений.

Много труда на разработку научных основ и инженерных вопросов водопроводной техники в свое время положили известные русские ученые и инженеры: Н. Е. Жуковский, В. Е. Тимонов, К. М. Игнатов, Н. К. Чижов, И. И. Черепашинский, Н. П. Зимин.

Советские ученые создали единую комплексную дисциплину «Водоснабжение», включающую все многообразные отрасли современной технической науки о добытии, очистке, транспортировании и распределении воды. Над созданием этой дисциплины и над решением основных вопросов водопроводного дела много работали А. А. Сурин, Н. Н. Гениев, Н. А. Кашкаров, М. Г. Мельников, Н. Г. Малишевский, В. Г. Лобачев, С. Х. Азерьер, М. Т. Турчинович и др.

¹ Материалы XXIV съезда КПСС. М., Политиздат, 1971.

В высших учебных заведениях дореволюционной России инженеров по водоснабжению специально не готовили. Вопросами водоснабжения занимались инженеры путей сообщения, гражданские инженеры и частично инженеры-механики и технологи. В настоящее время в наших советских вузах существуют отдельные факультеты и специальности, готовящие инженеров по водоснабжению и канализации. Они получают всестороннее образование по вопросам проектирования, строительства и эксплуатации различных водопроводных сооружений. Это позволяет им не только успешно справляться с теми сложными и большими задачами, которые выдвигают рост и развитие нашего народного хозяйства, но и работать над дальнейшим углублением и развитием советской технической науки в своей области.

Новые задачи, которые ставятся перед специалистами по водоснабжению, должны быть решены с использованием всех достижений научно-технического прогресса наиболее рационально и наиболее экономично.

ПОТРЕБНОСТИ В ВОДЕ И ИСТОЧНИКИ ИХ УДОВЛЕТВОРЕНИЯ

Глава I

ВОДОПОТРЕБЛЕНИЕ

§ 1. ОСНОВНЫЕ КАТЕГОРИИ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ

При проектировании системы водоснабжения любого объекта прежде всего должно быть определено, сколько воды и какого качества требуется подавать данному объекту. Для решения этой задачи необходимо с возможной полнотой учесть всех возможных потребителей воды и установить их требования к количеству и качеству подаваемой воды.

Вода расходуется различными потребителями на самые разнообразные нужды. Однако подавляющее большинство этих расходов может быть сведено к трем основным категориям.

1. Расход воды на хозяйственно-питьевые (бытовые) нужды населения. Сюда входят все расходы воды, связанные с бытом людей: питье, приготовление пищи, умывание, стирка, поддержание чистоты жилищ и т. п. К этой же категории могут быть отнесены все расходы воды, необходимые для обеспечения благоустройства города или поселка: поливка улиц, зеленых насаждений и т. п.

2. Расход воды для производственных (технических) целей на предприятиях промышленности, транспорта, энергетики, сельского хозяйства и т. п. (парообразование, охлаждение, конденсация пара, изготовление различных фабрикатов, промывка продукции и пр.).

3. Расход воды для пожаротушения.

Кроме того, вода расходуется на собственные нужды водопровода (промывка фильтров, водоприемных устройств, сети и др.).

Требования, предъявляемые к качеству воды, различны в зависимости от характера ее использования. Так, к воде, идущей на удовлетворение питьевых нужд населения, в первую очередь предъявляют требования санитарно-гигиенического порядка. Вода должна быть безвредной для здоровья, не содержать болезнетворных бактерий, быть прозрачной, не иметь запаха и дурных привкусов.

Разные производственные потребители предъявляют к качеству используемой воды весьма различные требования. Например, предприятия пищевой промышленности требуют воду питьевого качества; вода, идущая для питания паровых котлов, должна иметь минимальное содержание солей; вода, употребляемая в текстильной промышленности, не должна содержать железа и т. п. Можно назвать ряд промышленных потребителей, предъявляющих такие требования к качеству воды, которым не удовлетворяет ни один природный источник.

Наиболее крупными производственными потребителями воды являются теплосиловые станции, металлургические, нефтеперерабатывающие заводы, использующие воду для охлаждения (конденсация пара, охлаждение производственных агрегатов). Эти потребители обычно не предъявляют к качеству воды высоких требований.

Для третьей категории водопотребления — борьбы с пожарами — может быть использована практически вода любого качества.

§ 2. УДЕЛЬНЫЕ РАСХОДЫ И НОРМЫ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ

Определение количеств требуемой потребителю воды является весьма ответственной задачей при проектировании систем водоснабжения.

Рассмотрим сначала методы определения количеств воды, требуемой для хозяйственно-питьевых нужд населения.

Очевидно, общий расход на нужды населения в каком-либо населенном месте будет пропорционален числу жителей в нем. Для определения общего расхода необходимо прежде всего знать расход воды на хозяйственно-питьевые нужды, приходящийся на одного жителя, т. е. удельный расход. Он складывается из расходов на самые различные нужды и зависит от характера санитарно-технического оборудования зданий, благоустройства города, климатических условий и т. п. Чем выше степень благоустройства жилых районов, тем больше будет потребление воды; в жарком климате водопотребление будет больше, чем в умеренном или холодном, и т. п.

Опыт эксплуатации водопроводов населенных мест дает возможность определить фактический расход воды одним жителем при разной степени благоустройства жилых районов и в разных климатических поясах. Анализ и обработка этих фактических материалов позволяют выработать нормы водопотребления, т. е. расход воды на одного жителя, который следует принимать в основу определения требуемых расчетных количеств воды при проектировании новых водопроводов (или реконструкции существующих).

Ввиду того что рост благосостояния населения СССР и усовершенствование санитарно-технического оборудования зданий влекут за собой изменение количества расходуемой воды, нормы водопотребления периодически пересматриваются.

С 1963 г. действуют нормы хозяйственно-питьевого водопотребления, указанные в табл. I.1¹. В приведенные в таблице значения включены расходы воды на все хозяйственно-питьевые нужды людей как в жилых домах, так и в общественных зданиях (столовых, прачечных, банях, клубах и т. п.).

В проекте новых Строительных норм и правил рекомендуются нормы хозяйственно-питьевого водопотребления, приведенные в табл. I.2. Здесь несколько упрощена классификация категорий санитарно-технического оборудования зданий и дается только среднесуточное (за год) количество воды, расходуемой на одного жителя.

Бóльшие значения указанных расходов (в пределах каждой категории) принимаются для южных районов СССР, а меньшие — для северных.

Для определения общего расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды необходимо дополнительно учитывать расход воды на хозяйственно-питьевые нужды рабочих во время пребывания их на производстве, а также расход воды на поливку зеленых насаждений, мойку и поливку улиц и площадей.

Расход воды на хозяйственно-питьевые нужды рабочих для цехов со значительным тепловыделением принимается равным 45 л, а в остальных цехах — 25 л на каждого работающего в смену. Сверх этого на производствах, связанных с загрязнением тела или требующих особого санитарного режима, должен быть учтен расход воды в душевых из расчета 500 л/ч на одну душевую сетку.

Нормы расхода воды на мойку и поливку улиц и площадей, а также на поливку зеленых насаждений приведены в табл. I.3.

¹ Строительные нормы и правила, часть II, раздел Г, глава 3 «Водоснабжение. Нормы проектирования». (СНиП II-Г 3-62). М., Госстройиздат, 1963.

Таблица 1.1

Характер санитарно-технического оборудования зданий	Норма водопотребления в л/сутки		Коэффициент часовой неравномерности α^*
	среднесуточная (за год) $q_{\text{ср}}$	в сутки наибольшего водопотребления $q_{\text{макс}}$	
Внутренний водопровод и канализация (без ванн)	125—150	140—170	1,5—1,4
То же, с газоснабжением	130—160	150—180	1,4—1,35
Внутренний водопровод, канализация и ванны с водонагревателями, работающими на твердом топливе	150—180	170—200	1,3—1,25
То же, с газовыми водонагревателями	180—230	200—250	1,3—1,25
Внутренний водопровод, канализация и система централизованного горячего водоснабжения	275—400	300—420	1,25—1,2
Водопользование из водоразборных колонок при отсутствии внутреннего водопровода и канализации	30—50	40—60	2—1,8

* О коэффициенте часовой неравномерности см. далее в главе 4.

Таблица 1.2

Характер санитарно-технического оборудования зданий	Средняя норма водопотребления в л/сутки
Внутренний водопровод и канализация (без ванн)	125—160
Внутренний водопровод, канализация и ванны с местными водонагревателями	160—230
Внутренний водопровод, канализация и система централизованного горячего водоснабжения	250—350

Таблица 1.3

Виды расходования воды	Нормы расхода воды на одну поливку или мойку в л/м ²
Механизированная мойка усовершенствованных покрытий улиц и площадей	1,2—1,5
Механизированная поливка усовершенствованных покрытий проездов и площадей	0,3—0,4
Поливка вручную (из шлангов) усовершенствованных покрытий тротуаров и проездов	0,4—0,5
Поливка городских зеленых насаждений	3—4
Поливка газонов и цветников	4—6

Число поливок в сутки должно приниматься в зависимости от местных климатических условий.

При отсутствии данных о подлежащих поливке площадях СНиП допускают принимать для предварительных расчетов суммарный расход воды на поливку исходя из нормы от 30 до 90 л/сутки на одного жителя (в зависимости от климатических условий).

Расход воды на производственные нужды промышленных предпри-

ятий принимают на основании технологических расчетов. Расход воды на единицу продукции сильно колеблется и часто бывает различным даже на аналогичных предприятиях, поскольку он зависит от типа применяемого оборудования и аппаратуры, схемы технологического процесса и местных условий.

При составлении проекта водоснабжения расчетные расходы воды для нужд производства принимают по указанию технологов данной отрасли. Для предварительных ориентировочных расчетов потребления воды на производственные нужды можно использовать укрупненные удельные нормы расхода воды на единицу продукции в различных

Таблица I.4

Число жителей в населенном месте или в районе города в тыс., до	Расчетное число одновременных пожаров	Нормы расхода воды в л/с (на один пожар независимо от огнестойкости зданий) при высоте застройки	
		до двух этажей включительно	три этажа и более
5	1	10	10
10	1	10	15
25	2	10	15
50	2	20	25
100	2	25	35
200	3	—	40
300	3	—	55
400	3	—	70
500	3	—	80

промышленных предприятиях, полученные из опыта эксплуатации¹. При этом различают полные расходы воды, необходимой для нужд производства, и расходы «свежей» воды, забираемой из источника для восполнения потерь в оборотных циклах.

СНиП допускают учитывать расходы воды на нужды местной промышленности (забирающей воду из городского водопровода) и на неучтенные нужды в размере 5—10% суммарного рас-

хода воды на хозяйственно-питьевые нужды населения (определяемого по нормам табл. I.1).

Принцип нормирования расхода воды для пожаротушения существенно отличается от принципа нормирования рассмотренных выше расходов воды. При современных средствах пожаротушения предусматривается подача воды в виде струй, получаемых для наружного пожаротушения через пожарные краны (гидранты), установленные на наружной водопроводной сети, а для внутреннего пожаротушения через пожарные краны, установленные на сети внутренних водопроводов. Для некоторых видов зданий применяют особые противопожарные устройства в виде спринклерных и дренчерных систем, водяных завес, лафетных стволов и т. п.

В зависимости от размеров населенных мест, расчетного числа жителей, огнестойкости построек, плотности и характера застройки устанавливают расчетную интенсивность подачи воды для тушения одного пожара, а также расчетное число возможных пожаров на территории города или промышленного предприятия.

Нормы расхода воды для тушения пожаров в городах и поселках (согласно указаниям СНиП II-Г.3-62) приведены в табл. I.4*.

¹ СЭВ, ВНИИ ВОДГЕО. Укрупненные нормы расхода воды и количества сточных вод на единицу продукции для различных отраслей промышленности. М., Стройиздат, 1973.

* В проекте новых норм добавлены расходы на тушение пожара для городов с населением 600, 700, 800 тыс. и 1 млн жителей (соответственно три одновременных пожара с расходом на один пожар 85, 90, 95 и 100 л/с), а также для городов с населением 2 млн. жителей (четыре одновременных пожара с расходом на один пожар 100 л/с).

Расход воды для пожаротушения на промышленных предприятиях определяется в зависимости от характера производства и степени огнестойкости производственных зданий. При ширине производственных зданий до 60 м с фонарями следует пользоваться данными табл. I.5.

Таблица I.5

Степень огнестойкости зданий	Категория производства по пожарной опасности	Расход воды в л/с на один пожар при объеме здания в тыс. м ³						
		до 3	3—5	5—20	20—50	50—200	200—400	более 400
I и II	{ Г, Д А, Б, В	10	10	10	10	15	20	25
		10	10	15	20	30	35	40
III	{ Г, Д В	10	10	15	25	—	—	—
		10	15	20	30	—	—	—
IV и V	{ Г, Д В	10	15	20	30	—	—	—
		15	20	25	—	—	—	—

Таблица I.6

Степень огнестойкости зданий	Категория производства по пожарной опасности	Расход воды в л/с на один пожар при объеме здания в тыс. м ³										
		до 5	>5 до 20	>20 до 50	>50 до 100	>100 до 200	>200 до 300	>300 до 400	>400 до 500	>500 до 600	>600 до 700	>700 до 800
I и II	А, Б, В Г, Д	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100
		10	10	10	15	20	25	30	35	40	45	50

В проекте новых норм дополнительно даются расходы на тушение пожара для производственных зданий шириной до 60 м без фонарей (табл. I.6).

Указания по определению расчетного числа одновременных пожаров для объединенных водопроводов промышленных предприятий и населенных мест изложены в проекте новых норм.

При определении запаса воды, необходимого для тушения пожара как в населенных местах, так и на промышленных предприятиях, расчетную продолжительность тушения пожара принимают равной 3 ч.

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ СУТОЧНЫХ ОБЪЕМОВ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ

Нормы водопотребления позволяют определить общую расчетную потребность в воде объекта, для которого проектируется водопровод. Эта потребность определяется отдельно для каждой категории водопотребителей.

В качестве основного измерителя количества воды, требуемой для водоснабжения данного объекта, обычно принимается суточный расход. Так, средний суточный расход воды S на хозяйственно-питьевые нужды населенного места будет:

$$S = q_{\text{ср}} N,$$

где $q_{\text{ср}}$ — средняя норма расхода воды на одного жителя в сутки (по табл. I.1);

N — расчетное число жителей, которое должно приниматься в соответствии с проектом планировки города или поселка.

Вычисленный по нормам средний суточный расход воды в населенном месте дает лишь общую характеристику размеров водопотребления данного объекта¹. Для составления проекта водоснабжения необходимо установить пределы возможных колебаний величины расхода в отдельные сутки года.

В населенном месте суточный расход воды меняется в течение года в связи с изменениями режима жизни населения и климатических условий, а также с сезонностью некоторых расходов воды.

Величина вероятного расхода воды в сутки максимального водопотребления, или так называемый «максимальный суточный расход», является тем основным расчетным расходом, на подачу которого должен быть рассчитан проектируемый водопровод.

В соответствии с действующими нормами суточный расход воды городом в дни наибольшего водопотребления определяется по формуле

$$S_{\text{макс}} = q_{\text{макс}} N,$$

где $q_{\text{макс}}$ принимается по табл. I I.

В проекте новых норм рекомендуется определять $S_{\text{макс}}$ по формуле

$$S_{\text{макс}} = k_{\text{макс}} S,$$

где $k_{\text{макс}}$ — коэффициент суточной неравномерности, равный отношению наибольшего за год суточного расхода к среднему

При расчете систем водоснабжения следует учитывать возможные предельные отклонения суточного расхода воды (от среднего) не только в большую, но и в меньшую сторону

Наименьший суточный расход

$$S_{\text{мин}} = k_{\text{мин}} S,$$

где $k_{\text{мин}}$ — коэффициент суточной неравномерности, равный отношению наименьшего за год суточного расхода к среднему

Нормы строительного проектирования рекомендуют принимать $k_{\text{макс}} = 1,1—1,3$ и $k_{\text{мин}} = 0,7—0,9$

Большая неравномерность водопотребления в течение года обычно наблюдается при относительно малом числе жителей, малом развитии промышленности и относительно значительных сезонных колебаниях температуры

Для определения полной расчетной потребности в воде города или поселка на хозяйственно-питьевые нужды к полученному суточному расходу должно быть прибавлено количество воды, необходимой на хозяйственно-питьевые нужды рабочих во время их пребывания на производстве (по нормам, указанным в § 2) с учетом запланированного числа рабочих, числа рабочих смен и рода производства на предприятиях, расположенных в городе.

Кроме того, дополнительно должны быть вычислены расходы воды на поливку (по нормам, приведенным в табл. I 3) в соответствии с площадью улиц и зеленых насаждений, подлежащих поливке

Расход воды на производственные нужды промышленных предприятий определяется по заданиям промышленности.

Следует учитывать, что в водопроводах промышленных предприятий величина расхода воды в отдельные сутки года может изменяться в зависимости от режима работы предприятия. На некоторых предпри-

¹ Эта величина может быть использована, например, при определении требуемой емкости водохранилищ сезонного регулирования, служащих источником водоснабжения данного объекта.

ягиях режим расходования воды изменяется по сезонам. Например, расход воды на охлаждение и конденсацию пара зависит от температуры воды источника, поэтому суточный расход летом больше, чем зимой. В ряде случаев режим расходования воды на технические нужды промышленного предприятия не связан с временем года и суточный расход воды постоянен или меняется незначительно.

Таким путем определяется вероятный суммарный расход воды всеми возможными потребителями, расположенными на территории данного объекта.

В результате проектировщики получают расчетные расходы воды как общие — для всего объекта в целом, так и по отдельным категориям потребителей в соответствии с требованиями, предъявляемыми к качеству воды. Анализ этих расходов и сопоставление их с мощностью пригодных (по качеству воды) источников водоснабжения позволяют правильно выбрать как самый источник, так и систему водоснабжения. Она может быть единой для всех потребителей или устраивается раздельно для каждой группы потребителей, нуждающихся в воде различного качества.

Глава 2

ПРИРОДНЫЕ ИСТОЧНИКИ ВОДЫ И ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ДЛЯ ЦЕЛЕЙ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

§ 4. ОЦЕНКА ПРИРОДНЫХ ВОД КАК ВОЗМОЖНЫХ ИСТОЧНИКОВ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Выбор источника является одной из наиболее ответственных задач при проектировании системы водоснабжения, так как он определяет в значительной степени характер самой системы, наличие в ее составе тех или иных сооружений, а следовательно, стоимость и строительства и эксплуатации.

Источник водоснабжения должен удовлетворять следующим основным требованиям:

- а) обеспечивать получение из него необходимых количеств воды с учетом роста водопотребления на перспективу развития объекта;
- б) обеспечивать бесперебойность снабжения водой потребителей;
- в) давать воду такого качества, которое в наибольшей степени отвечает нуждам потребителей или позволяет достичь требуемого качества путем простой и дешевой ее очистки;
- г) обеспечивать возможность подачи воды объекту с наименьшей затратой средств;
- д) обладать такой мощностью, чтобы отбор воды из него не нарушал сложившуюся экологическую систему.

Правильное решение вопроса о выборе источника водоснабжения для каждого данного объекта требует тщательного изучения и анализа водных ресурсов района, в котором расположен объект.

Практически все используемые для целей водоснабжения природные источники воды могут быть отнесены к двум основным группам:

- а) поверхностные источники — реки (в естественном состоянии или зарегулированные) и озера;
- б) подземные источники — грунтовые и артезианские воды и родники.

По своему дебиту средние и крупные реки могут удовлетворить потребности в воде большинства обычных объектов водоснабжения.

При выборе реки в качестве источника водоснабжения необходимо учитывать сезонные колебания ее расхода с тем, чтобы возможность получения требуемых количеств воды была обеспечена и в период наименьшего расхода воды в реке. Совершенно очевидно, что водоснабжение не может быть основано на реках, периодически пересыхающих или полностью промерзающих в зимнее время (без устройства на них соответствующих водохранилищ).

Характерными качествами речной воды являются относительно большая мутность (особенно в период паводков), высокое содержание органических веществ, бактерий, часто значительная цветность. Наряду с этим речная вода характеризуется обычно относительно малым содержанием минеральных солей и, в частности, относительно небольшой жесткостью.

Вода озер обычно отличается весьма малым содержанием взвешенных веществ (т. е. малой мутностью или, иначе, большой прозрачностью), кроме прибрежной зоны, где мутность воды увеличивается в результате волнения. Степень минерализации озерной воды весьма различна.

Поверхностные источники характеризуются значительными колебаниями качества воды и количества загрязнений в отдельные периоды года.

Качество воды рек и озер в большой степени зависит от интенсивности выпадения атмосферных осадков, таяния снегов, а также от загрязнения ее поверхностными стоками и сточными водами городов и промышленных предприятий.

Сезонные колебания качества речной воды нередко бывают весьма резкими. В период паводка, как указывалось, сильно возрастает мутность и бактериальная загрязненность воды, но обычно снижается ее жесткость.

Подземные воды, как правило, не содержат взвешенных веществ (т. е. весьма прозрачны) и обычно бесцветны.

Артезианские воды, перекрытые сверху водонепроницаемыми породами, защищены от поступления проникающих с поверхности земли загрязненных стоков и обладают поэтому высокими санитарными качествами. Такими же качествами часто обладают и родниковые воды.

Наряду с этими положительными качествами подземные воды часто сильно минерализованы. В зависимости от характера растворенных в них солей они могут обладать теми или иными отрицательными свойствами (повышенная жесткость, наличие неприятного привкуса, содержание веществ, вредно влияющих на организм человека).

Сравнивая основные показатели качества воды природных источников с основными требованиями к качеству воды главных групп потребителей, можно сделать вывод, что для водоснабжения населенных мест наиболее подходящим источником являются подземные (особенно артезианские и родниковые) воды, если они не сильно минерализованы.

Как сказано, окончательный выбор источника водоснабжения для данного объекта производится в зависимости не только от качества воды в нем, но также от его мощности, удаленности от объекта, стоимости подачи и очистки воды.

Для крупных населенных мест дебит подземных источников весьма часто оказывается недостаточным. В этих случаях, несмотря на отрицательные качества поверхностных вод, приходится использовать их, производя соответствующую очистку.

Практика показывает, что водоснабжение большинства малых и значительной части средних по размерам населенных мест основано на использовании подземных источников.

Для водоснабжения большинства крупных городов приходится полностью или в значительной степени пользоваться поверхностными водами (с соответствующей их очисткой).

Что касается промышленных предприятий, то, как мы видели, наиболее крупные потребители воды могут использовать воду поверхностных источников без всякой ее очистки (или с весьма примитивной очисткой). В то же время для большинства производственных потребителей не допускается использование воды с большой жесткостью. В связи с этим для крупных промышленных потребителей как по качеству, так и по мощности наиболее подходящим источником оказываются поверхностные воды.

Следует отметить, что в настоящее время водоснабжение некоторых крупных промышленных предприятий основано на использовании морской воды. Морская вода, содержащая, как известно, большое количество минеральных солей, обладает относительно невысокой карбонатной жесткостью. Такая вода может быть с успехом применена в производственном водоснабжении для охлаждения.

§ 5. ВЛИЯНИЕ ХОЗЯЙСТВЕННОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ЛЮДЕЙ НА ИСТОЧНИКИ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

При современной степени развития хозяйственной деятельности людей она оказывает существенное влияние на состояние источников водоснабжения как в отношении их дебита, так и в отношении качества воды.

Прежде всего следует учитывать, что природные воды используются комплексно, т. е. не только для водоснабжения, но и для многих других целей: орошения, гидроэнергетики, водного транспорта, лесосплава и др. При этом может осуществляться отбор воды из источника (водоснабжение, орошение) или только использование водоема без отбора воды (водный транспорт, лесосплав). Таким образом, можно различать водопотребителей и водопользователей.

Ряд крупных водопотребителей и водопользователей уже не может удовлетвориться использованием рек в их естественном состоянии. Как известно, для целей гидроэнергетики обычно осуществляется регулирование речного стока путем устройства плотин и образования водохранилищ, что дает возможность сезонного регулирования (аккумуляция паводковых вод), а иногда и многолетнего регулирования стока (т. е. накопление в водохранилищах в многоводные годы излишков воды и расходование их в маловодные годы).

Иногда количество воды, требуемой для некоторых крупных производственных предприятий, столь велико, что его можно получить из местных рек также только при условии регулирования их стока. К таким предприятиям прежде всего следует отнести тепловые электростанции. Регулирование речного стока осуществляется также и для целей орошения.

В результате широкого проведения мероприятий по регулированию речного стока многие реки в наиболее густо населенных и промышленно развитых районах превращаются постепенно в систему последовательно расположенных водохранилищ.

В настоящее время наиболее крупные реки европейской части

СССР (Волга и ее притоки, Днепр и др.) в значительной степени зарегулированы.

В результате строительства гидроузлов Ивановского, Угличского, Рыбинского, Горьковского, Куйбышевского, Волгоградского Волга на большей части своей длины превратилась в систему крупных водохранилищ. После строительства Чебоксарской и Нижне-Волжской станций на Волге, а также Верхне-Камской и Нижне-Камской на Каме (в дополнение к уже существующим Пермской и Воткинской ГЭС) строительство Волжско-Камского каскада гидроузлов будет в основном завершено; суммарная площадь водохранилищ этого бассейна возрастет почти до 30 000 км².

Близка к завершению система сооружений, использующих гидроэнергетические ресурсы Днепра.

Рациональное решение вопросов использования водных ресурсов и обеспечения интересов всех видов водопотребителей и водопользователей возможно только при условии их рассмотрения как комплексных водохозяйственных проблем.

В бассейне Волги располагаются густо населенные районы страны с высокоразвитыми промышленностью и сельским хозяйством. Волга и ее притоки служат источником водоснабжения ряда крупнейших городов страны (в том числе и Москвы) и громадного количества промышленных предприятий. Потенциальные гидроэнергоресурсы Волжской системы составляют более 50 млрд. квт·ч. Одновременно Волга является одной из крупных артерий речного транспорта, а также районом крупного рыбоводства; в пределах ее нижнего течения намечается создание больших массивов орошаемого земледелия.

Реконструкция Днепра имеет целью не только использование его энергетических ресурсов, но и орошение земель юга Украины, Донбасса и Северного Крыма. Днепр и его притоки являются также источником водоснабжения ряда крупных городов Белоруссии и Украины и большого числа промышленных предприятий. На Днепре у Киева и ниже его по течению построены три мощные гидроэлектростанции и строятся еще две. После постройки последней (Каневской) станции Днепр ниже впадения в него Припяти превратится в непрерывную систему водохранилищ.

Подобная реконструкция рек существенно отражается на их гидрологическом режиме, сезонное распределение стока значительно изменяется: половодья сглаживаются, меженный и зимний стоки повышаются. Одновременно образование водохранилищ ведет к некоторому увеличению потерь на испарение.

В результате проведения мероприятий по регулированию стока рек в настоящее время очень часто приходится использовать в качестве природных источников водоснабжения искусственно созданные водохранилища.

Изменение естественного гидрологического режима рек при устройстве плотин и водохранилищ в значительной мере сказывается на качестве речной воды и на сезонных колебаниях ее качества.

Существенным видом влияния хозяйственной деятельности людей на природные водоемы является сброс в них сточных вод городов и промышленных предприятий, а также смыв с сельскохозяйственных полей удобрений, ядохимикатов, пестицидов и т. п.

Количество сточных вод, сбрасываемых в водоемы, с каждым годом увеличивается и приводит к сильному их загрязнению и ухудшению качеств воды (особенно санитарных качеств).

Наиболее неблагоприятное влияние на санитарное состояние водоемов оказывают сточные воды промышленных предприятий, сбрасываемые в водоемы без надлежащей очистки. Трудность и высокая стоимость очистки сточных вод предприятий ряда отраслей промышленности задерживают своевременное строительство и пуск в эксплуатацию очистных сооружений производственной канализации.

В силу сложившейся обстановки в настоящее время многие реки в населенных и промышленно развитых районах уже в значительной степени загрязнены производственными стоками. Основными «загрязнителями» воды являются предприятия нефтеперерабатывающей, бумажно-целлюлозной, металлургической и ряда отраслей химической промышленности.

Громадное количество воды, сбрасываемой тепловыми станциями (после использования для конденсации пара), вызывает повышение температуры воды водоема, способствующее развитию фитопланктона, зарастанию и цветению водоема, повышению цветности воды, запахов и привкусов, т. е. ведет к существенному ухудшению санитарного состояния водоемов.

В целях удовлетворения санитарных требований, предъявляемых к качеству воды источников, используемых для водоснабжения населенных мест, Государственным санитарным надзором в СССР установлены строгие правила, ограничивающие сброс загрязненных сточных вод в водоемы.

Влияние хозяйственной деятельности людей и необходимость проведения мероприятий по преобразованию источников водоснабжения особенно резко проявляются в относительно маловодных районах.

Недостаток дебита местных источников приводит к необходимости возможно более полного регулирования местного речного стока, а также использования удаленных источников водоснабжения. Получение воды из удаленных источников может быть осуществлено путем строительства подводящих воду каналов, перекачки воды по трубопроводам непосредственно к потребителям или путем искусственной переброски воды в верховья местных рек для увеличения их дебита.

Ярким примером такого вмешательства человека в природную обстановку является реконструкция водного хозяйства ряда маловодных районов СССР (Донбасс, Кузнецкий бассейн, Карагандинский район Казахстана, некоторые районы промышленного Урала и др.). Наличие месторождений полезных ископаемых обусловило в этих районах бурное развитие различных отраслей промышленности, предприятий энергетики, рост населенных мест, для которых требуются весьма большие количества воды.

Скудные запасы собственных подземных вод, а также относительно небольшие и сильно загрязненные реки (при почти полном регулировании их стока) не могли удовлетворить потребностей в воде ни населенных мест, ни промышленности этих районов.

Для подачи воды в Донбасс был построен канал длиной почти 150 км, подающий воду из р. Северский Донец, а также водовод такого же протяжения, подающий воду из подземных источников для хозяйственно-питьевых нужд.

Дополнительно к этим сооружениям предполагается построить канал для подачи воды в Донбасс из Днепра. Уже построен и эксплуатируется канал, подающий воду из Днепра в Криворожский промышленный район. Построен канал протяжением около 500 км, подающий воду в Карагандинский район из Иртыша. Построены каналы, подающие воду из Волги в Москву, из Волги в Иваново и ряд других.

§ 6. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРИРОДНЫХ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ СССР И ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ДЛЯ ЦЕЛЕЙ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

По своим водным ресурсам Советский Союз занимает первое место в мире. Суммарные водные ресурсы СССР оцениваются (для среднего по водности года) в $4340 \text{ км}^3/\text{год}$. Из них $3430 \text{ км}^3/\text{год}$ приходится на поверхностный сток и $910 \text{ км}^3/\text{год}$ — на подземный.

Ввиду значительного разнообразия природных условий в отдельных районах страны распределение ресурсов поверхностных вод по ее территории весьма неравномерно. Северные, западные и центральные районы европейской части СССР обладают значительно большими ресурсами поверхностных вод, чем южные и особенно юго-восточные районы. Наименее обеспечены водой республики Туркменская, Казахская, Узбекская, Азербайджанская и Молдавская.

Особое значение для обеспечения населения питьевой водой имеют подземные воды. Распределение ресурсов подземных вод по территории СССР также весьма неравномерно.

По ориентировочным данным гидрогеологических организаций, суммарный объем эксплуатационных запасов подземных вод, т. е. количества воды, которое можно отбирать в единицу времени для целей водоснабжения в течение неограниченно долгого времени без существенного изменения качества забираемой воды, в СССР (без Восточной Сибири и Дальнего Востока) составляет около $3500 \text{ м}^3/\text{с}$. Сюда не входят воды с повышенной минерализацией, обычно не используемые для водоснабжения.

Распределение ресурсов подземных вод по отдельным районам страны может быть в общем охарактеризовано так.

Крупные бассейны артезианских и грунтовых вод с большими эксплуатационными запасами имеются в западной части Союза (Белоруссия, Прибалтика), в центральных районах европейской части РСФСР, на севере Украины, Северном Кавказе и в некоторых районах Сибири. Отдельные водосборы в названных районах могут давать до сотен и даже до тысяч литров в секунду и, следовательно, могут быть использованы для обеспечения водой крупных городов.

Умеренными и малыми эксплуатационными запасами подземных вод обладают северные и северо-восточные районы европейской части СССР, Предуралье и Зауралье, юг Украины, Молдавия, долины рек Амударьи и Сырдарьи, Кузнецкий бассейн, верховья рек Лены и Ангара и др. Отдельные водосборы в этих районах могут давать от единиц до нескольких десятков литров в секунду. Следовательно, они могут удовлетворять потребность в воде только малых городов и поселков.

Межгорные артезианские бассейны республик Закавказья и Средней Азии, а также Юго-Восточного Казахстана обладают большими эксплуатационными запасами, которые могут быть использованы для снабжения водой крупных городов и сельскохозяйственных массивов.

Пестрое и неравномерное распределение ресурсов подземных вод имеется на Урале, в Крыму, Центральном Казахстане, на Алтае, в Саянах и Приморье.

Весьма бедны подземными водами Прикаспийские районы, Туркмения и значительная часть Казахстана.

Общее количество воды, забираемой в настоящее время из природных источников централизованными водопроводами городов и рабочих

поселков СССР, составляет около $7 \text{ км}^3/\text{год}$, т. е. около $220 \text{ м}^3/\text{с}$. В это количество входит вода, которая идет на удовлетворение хозяйственно-питьевых нужд населения, а также вода, забираемая из городского водопровода на технологические нужды некоторых промышленных предприятий.

Из общего количества воды, подаваемой в настоящее время в города и рабочие поселки, около 84% приходится на поверхностные источники и лишь около 16% — на подземные.

Учитывая преимущества подземных вод в отношении их гигиенических качеств, следует ожидать в последующие годы значительного увеличения их использования для водоснабжения населенных мест.

В целях наиболее разумного использования природных источников, учета интересов всех возможных водопотребителей и водопользователей, а также в целях охраны источников от истощения и загрязнения на министерства мелиорации и водного хозяйства СССР и союзных республик возложено общее руководство использованием водных ресурсов и их охраной. Кроме того, все вопросы санитарной охраны источников питьевого водоснабжения и соблюдения требований к качеству питьевой воды решаются в СССР органами Государственного санитарного надзора.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СИСТЕМАХ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И РЕЖИМЕ ИХ РАБОТЫ

Глава 3

СИСТЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

§ 7. СИСТЕМА ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ЕЕ ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Система водоснабжения представляет собой комплекс сооружений для обеспечения определенной (данной) группы потребителей (данного объекта) водой в требуемых количествах и требуемого качества. Кроме того, система водоснабжения должна обладать определенной степенью надежности, т. е. обеспечивать снабжение потребителей водой без недопустимого снижения установленных показателей своей работы в отношении количества или качества подаваемой воды (перерывы или снижение подачи воды или ухудшение ее качества в недопустимых пределах).

После того как будет определен необходимый объем водопотребления объекта и будут собраны сведения о возможных для использования природных источниках, может быть выбран источник и намечена схема водоснабжения.

Система водоснабжения (населенного места или промышленного предприятия) должна обеспечивать получение воды из природных источников, ее очистку, если это вызывается требованиями потребителей, и подачу к местам потребления. Для выполнения этих задач служат следующие сооружения, входящие обычно в состав системы водоснабжения:

- а) водоприемные сооружения, при помощи которых осуществляется прием воды из природных источников,
- б) водоподъемные сооружения, т. е. насосные станции, подающие воду к местам ее очистки, хранения или потребления,
- в) сооружения для очистки воды,
- г) водоводы и водопроводные сети, служащие для транспортирования и подачи воды к местам ее потребления,
- д) башни и резервуары, играющие роль регулирующих и запасных емкостей в системе водоснабжения.

Схема взаимного расположения основных сооружений системы водоснабжения показана на рис. II 1. Вода забирается из источника при помощи водоприемного сооружения 1 и подается насосами, установленными на станции первого подъема 2а, на очистные сооружения 3. После очистки вода поступает в сборный резервуар 4, из которого забирается другой группой насосов, установленных на станции второго подъема 2б, и по водоводам 5 подается в сеть труб 6, разводящих воду к местам потребления. Водонапорная башня (или напорный резервуар) 7 может быть расположена в начале сети (см. рис. II 1), в конце ее или в какой-либо промежуточной точке сети. Порядок расположения прочих сооружений также может быть различен. Так, насосы первого и второго подъема могут быть установлены в отдельных зданиях (как на рис. II 1) или размещены в одном здании. Иногда насосы первого подъема устанавливаются непосредственно в водоприемном сооружении. В некоторых случаях очистные сооружения и связанные с ними резервуар и на-

сосную станцию второго подъема располагают не возле источника (как на рис. II.1), а вблизи потребляющего воду объекта (города, поселка или промышленного предприятия).

В зависимости от местных природных условий и характера потребления воды, а также в зависимости от экономических соображений схема водоснабжения и составляющие ее элементы могут меняться весьма

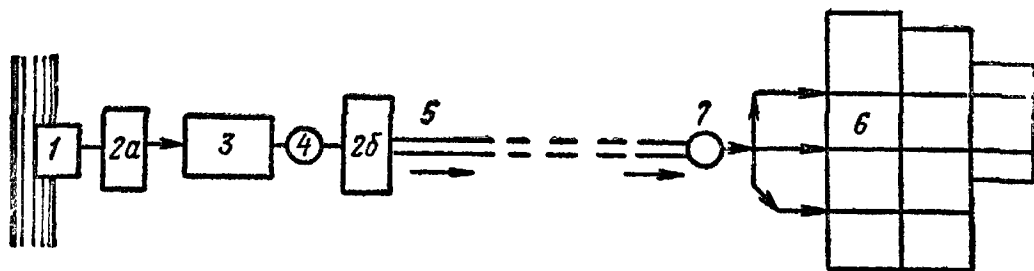


Рис. II 1

сильно. Большое влияние на схему водопровода оказывает принятый источник водоснабжения: его характер, мощность, качество воды в нем, расстояние от него до снабжаемого водой объекта и т. п. Иногда для одного объекта используется несколько природных источников.

При использовании поверхностных вод применяют водоприемные сооружения различных типов и конструкций, представляющие собой иногда

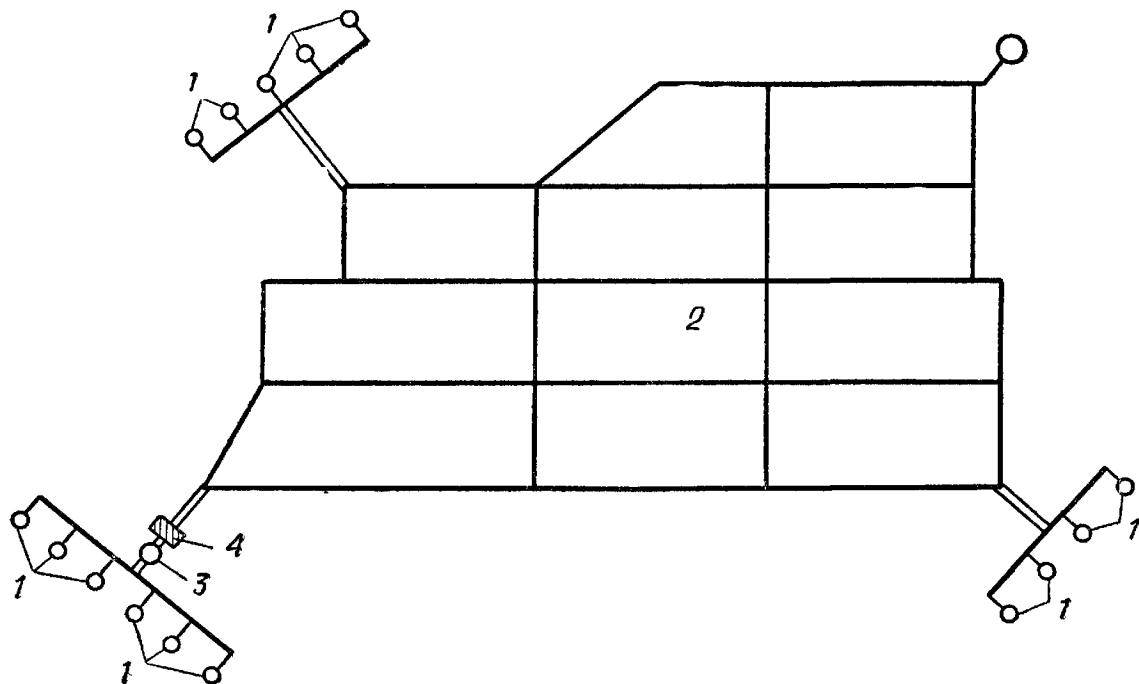


Рис. II 2

весьма сложные гидротехнические сооружения. При использовании подземных вод водоприемные сооружения выполняют в виде колодцев (шахтных или буровых), водосборных галерей, а для захвата родников—в виде различных каптажных сооружений.

Характер источника влияет на всю схему водоснабжения в целом. Сопоставление качества воды данного источника и требований, предъявляемых к ней потребителями, определяет необходимость очистки воды, а также степень и характер ее очистки или обработки. Так, при использовании для водопроводов населенных мест артезианских или

весьма чистых родниковых вод иногда оказывается возможным обойтись без очистки воды. Воды поверхностных водоемов также могут быть использованы без очистки на ряде промышленных предприятий (в частности, для охлаждения агрегатов).

Если очистка воды не требуется, система водоснабжения сильно упрощается. Отпадает необходимость не только в очистных сооружениях, но часто и в связанных с ними резервуарах и насосах второго подъема.

Подобная система для случая снабжения города артезианскими водами представлена на рис. II.2. Здесь артезианские скважины (буровые

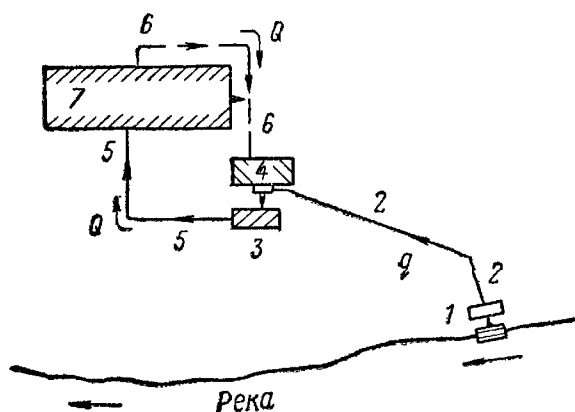


Рис II 3

1 — насосная станция «свежей» воды;
2 — водоводы «свежей» воды; 3 — насосная станция оборотной воды (оборотного цикла); 4 — водоохлаждающие устройства;
5 — линии, подающие охлажденную воду;
6 — линии, отводящие отработанную нагретую воду; 7 — промышленное предприятие

колодцы) 1 расположены отдельными группами. Насосы помещаются в самих колодцах и могут подавать воду непосредственно в сеть 2. Иногда и в такой системе водоснабжения вода из скважин подается сначала в сборный резервуар 3 (служащий регулирующей и запасной емкостью) и оттуда перекачивается насосами станции второго подъема 4 в сеть 2.

Рельеф местности также оказывает влияние на схему водоснабжения.

В гористых местностях источники водоснабжения (озера, водохранилища, родники) могут находиться на отметках, значительно превышающих отметки территории снабжаемого объекта. В этом слу-

чае воду можно подавать к местам потребления самотеком, и устройства насосных станций не требуется. Рассмотренная выше общая схема водоснабжения (см. рис. II.1) охватывает лишь наиболее частые случаи. На практике приходится встречаться с большим разнообразием схем водоснабжения, вызываемым местными природными условиями и различными требованиями потребителей. В особенности это относится к водопроводам промышленных предприятий.

Большая часть изложенных выше соображений и рассмотренные варианты схем могут быть отнесены к водопроводам как населенных мест, так и промышленных предприятий. Существуют, однако, системы водоснабжения, применяемые исключительно для промышленных предприятий. К ним в первую очередь относятся так называемые системы оборотного водоснабжения. В ряде промышленных предприятий вода после использования ее для технических целей не загрязняется совсем или загрязняется весьма незначительно и лишь нагревается (например вода, используемая для охлаждения производственных агрегатов, конденсации пара и др.). При недостаточной мощности природного источника или большой стоимости подачи из него требуемого количества воды (например, вследствие удаленности источника) оказывается необходимым или экономически целесообразным сбрасываемую предприятием (или отдельным цехом) воду охлаждать и подавать снова для использования на том же объекте. При этом из источника должно добавляться только некоторое количество «свежей» воды для восполнения потерь при обороте. Количество «свежей» воды q в таких системах составляет обычно незначительную часть (3—5%) общего количества используемой воды Q .

Схема системы оборотного водоснабжения приведена на рис. II.3.

В качестве водоохлаждающих устройств применяют пруды, брызгальные бассейны и градирни (см. главу 30). «Свежая» вода обычно подается в бассейн, в котором собирается охлажденная вода. В некоторых случаях оборотную воду приходится не только охлаждать, но и подвергать очистке. Иногда системы оборотного водоснабжения применяют для воды, которая при использовании не нагревается, а загрязняется сравнительно легко удаляемыми примесями. В таких случаях для осветления воды применяют отстойники.

Иногда оборот воды в системах производственного водоснабжения устраивается при значительном загрязнении воды в процессе производства. В этих случаях применение оборота позволяет снизить количество сбрасываемых загрязненных (и часто — трудно очищаемых) вод.

Когда вода, сбрасываемая одним из промышленных потребителей, может быть использована другим, устраивают так называемые системы повторного использования воды. Эти системы также позволяют снизить количество «свежей» воды, забираемой из источника. Описание основных систем и сооружений оборотного водоснабжения и повторного использования воды приводится в разделе VII.

В настоящее время все большее развитие получают групповые и районные водопроводы, при которых одна система водоснабжения обслуживает несколько объектов, иногда различного назначения (населенные места, промышленные предприятия, сельское хозяйство и др.). Обслуживание ряда объектов одной системой водоснабжения дает значительные преимущества, так как стоимость объединенного водопровода обычно ниже, чем суммарная стоимость индивидуальных систем для каждого отдельного объекта. При этом снижаются и расходы на эксплуатацию системы. Подобное кооперирование позволяет планомерно и экономично решать важнейшие проблемы водоснабжения.

Устройство районных систем водоснабжения особенно целесообразно для маловодных районов, когда воду приходится подавать от далеко расположенных (от мест потребления) природных источников. В этих случаях кооперирование отдельных объектов водоснабжения и обслуживание их единой системой подачи воды имеют большие экономические преимущества.

Районные водопроводы устраивают как в Советском Союзе, так и за рубежом. Однако в капиталистических странах объединение отдельных потребителей в каком-либо районе осложняется из-за противоречивых интересов владельцев земель и промышленных предприятий. В СССР же с его социалистическим плановым хозяйством для развития районных систем водоснабжения имеются исключительно благоприятные условия.

§ 8. КЛАССИФИКАЦИЯ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Системы водоснабжения могут классифицироваться по ряду основных признаков.

По назначению различают системы водоснабжения (водопроводы) населенных мест (городов, поселков); системы производственного водоснабжения (производственные водопроводы), которые, в свою очередь, различают по отраслям промышленности (водопроводы тепловых электростанций, водопроводы металлургических заводов и т. д.); системы сельскохозяйственного водоснабжения.

При обслуживании одной системой водоснабжения ряда объектов устраивают, как было сказано, групповые или районные системы водоснабжения.

В пределах одного объекта в соответствии с объединением различных функций устраивают водопроводы хозяйственно-питьевые, хозяйственно-противопожарные и хозяйственно-производственные (см. § 9).

По характеру используемых природных источников различают водопроводы, получающие воду из поверхностных источников (речные, озерные и т. д.); водопроводы, основанные на подземных водах (артезианские, родниковые и т. п.); водопроводы смешанного питания — при использовании источников различных видов.

По способу подачи воды различают водопроводы самотечные (гравитационные); водопроводы с механической подачей воды (с помощью насосов), а также зонные водопроводы, где вода подается в отдельные районы отдельными насосными станциями (см. главу 8).

Кроме того, в соответствии со сказанным выше системы производственного водоснабжения можно различать по способу (кратности) использования воды: системы прямоточного водоснабжения (с однократным использованием воды); системы оборотного водоснабжения; системы с повторным использованием воды.

§ 9. СООБРАЖЕНИЯ О ВЫБОРЕ ОБЪЕДИНЕННОЙ ИЛИ РАЗДЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ КАТЕГОРИЙ ПОТРЕБИТЕЛЕЙ В ПРЕДЕЛАХ ОБЪЕКТА

На территории большинства реальных объектов (города, поселки, промышленные предприятия) существуют одновременно различные категории водопотребителей, предъявляющих разнообразные требования к качеству и количеству потребляемой воды, к располагаемым давлениям в сети и т. п.

В соответствии со сказанным в § 1 все разнообразные виды водопотребления могут быть отнесены к трем основным категориям: расход воды на хозяйственно-питьевые нужды, расход воды для производственных (технических) целей на предприятиях промышленности, транспорта, энергетики и расход воды на пожаротушение.

В зависимости от назначения объекта и требований, предъявляемых потребителями к качеству воды, а также от экономических условий в пределах объекта может устраиваться единая система водоснабжения для всех указанных целей (единый многоцелевой водопровод) или же для отдельных (основных) категорий водопотребления могут быть устроены самостоятельные водопроводы.

Одним из наиболее характерных и распространенных объектов водоснабжения является город.

В городах обычно устраивают единый хозяйственно-противопожарный водопровод. Этот же водопровод подает воду для хозяйственно-питьевых нужд промышленных предприятий, расположенных в городе, и для технических нужд тех предприятий, для которых требуется вода питьевого качества (например, для предприятий пищевой промышленности).

Для тех промышленных предприятий города, которые являются крупными потребителями воды и могут использовать неочищенную (или малоочищенную) воду, обычно устраивают самостоятельные (отдельные от городского) производственные водопроводы. Иногда такие

водопроводы устраивают для групп предприятий, расположенных в одном районе города.

Обычно в городах имеется также ряд промышленных предприятий, каждое из которых потребляет относительно небольшое количество воды и не требует воды питьевого качества. Вследствие их разбросанности по территории города оказывается все же более целесообразным снабжать их очищенной водой из сети городского водопровода, чем устраивать для них самостоятельные производственные водопроводы неочищенной воды. В настоящее время во многих городских водопроводах расход воды на технологические нужды промышленности остается пока весьма значительным.

Другим характерным типом реальных объектов водоснабжения являются крупные промышленные предприятия, расположенные вне городской территории. При проектировании водопровода такого промышленного предприятия необходимо учитывать расходы воды на производственные нужды предприятия, на хозяйственно-питьевые нужды рабочих во время их пребывания на производстве, в том числе на прием ими душ, на поливку заводских проездов и зеленых насаждений и, наконец, на тушение пожара. Обычно при заводе имеется рабочий поселок, для которого дополнительно должен быть учтен расход воды на хозяйственно-питьевые нужды населения и на тушение пожара в поселке.

На промышленном предприятии могут устраиваться как объединенные, так и отдельные системы для подачи воды на производственные и хозяйственно-питьевые нужды.

Единую систему (сеть для подачи воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды) устраивают обычно лишь в тех случаях, когда к качеству воды, идущей на производство, предъявляются те же требования, что и к питьевой воде (например, на предприятиях пищевой промышленности).

В большинстве случаев на территории промышленного предприятия устраивают отдельные системы водоснабжения для производственного и хозяйственно-питьевого водопотребления, подающие воду различного качества (с различной степенью очистки или от разных источников).

В ряде случаев система производственного водоснабжения значительно усложняется тем, что отдельные производственные потребители, входящие в состав предприятия, предъявляют существенно различные требования к качеству воды. Это вызывает необходимость устройства нескольких систем производственного водоснабжения на одном и том же предприятии. Иногда устройство нескольких отдельных систем производственного водоснабжения обуславливается тем, что для отдельных цехов требуются различные давления в сетях. Устройство на территории предприятия нескольких сетей разных напоров позволяет сократить общее количество энергии, расходуемой на подачу воды (см. главу 8).

Вопросы объединения противопожарного водопровода с хозяйственно-питьевым или производственным водопроводом решаются на основе технико-экономических расчетов.

Противопожарные функции чаще всего выполняются системой хозяйственно-питьевого водопровода, имеющего всегда большую разветвленность на территории предприятия. Иногда эти функции возлагаются на систему производственного водопровода (когда это допустимо по условиям снабжения водой производственных потребителей). Наконец, на некоторых предприятиях приходится устраивать отдельные системы противопожарных водопроводов.

Глава 4

РЕЖИМ РАБОТЫ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

§ 10. РЕЖИМ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ В ТЕЧЕНИЕ СУТОК

Приведенные выше схемы водоснабжения определяют лишь наличие и взаимное расположение отдельных элементов системы водоснабжения.

Размеры отдельных сооружений и установок, число и мощность насосов, емкость резервуаров, высоту и емкость водонапорных башен, диаметры труб находят путем расчета этих элементов в соответствии с количеством подаваемой ими воды и с намеченным для них режимом работы.

Очевидно, основным фактором, определяющим режим работы всех элементов системы водоснабжения, является режим расходования воды потребителями, которых эта система должна обслуживать.

В отличие от многих инженерных систем, которые рассчитываются по заранее известным и заданным нагрузкам, системы водоснабжения после их пуска в работу должны удовлетворять фактическим требованиям потребителей, непрерывно меняющимся по графику, который в ряде случаев не может быть предусмотрен заранее сколько-нибудь достоверно.

Между тем принятые графики режима водопотребления кладутся в основу расчета водопроводных сетей и сооружений и определяют в значительной степени стоимость системы и расходы на ее эксплуатацию.

Поэтому возможно более точное установление (прогнозирование) режима водопотребления представляет собой одну из наиболее ответственных задач при проектировании систем водоснабжения.

Для некоторых потребителей решение этой задачи не представляет затруднений. Так, при проектировании водопроводов промышленных предприятий режим расхода воды на производственные нужды (график водопотребления) задается достаточно точно в соответствии с технологическим проектом предприятия. То же можно сказать о производственных водопроводах предприятий энергетики и транспорта.

Гораздо сложнее прогнозировать режим водопотребления при проектировании водопроводов населенных мест. В таких водопроводах режим расходования воды населением определяется целым рядом факторов бытового характера, связанных с режимом жизни и трудовой деятельностью людей.

Единственным правильным методом решения задачи является изучение и анализ режима расходования воды в существующих водопроводах населенных мест и выявление основных факторов, влияющих на характер режима водопотребления города (общая численность населения, степень индустриализации, климатические условия и т. п.). Для этого должны широко использоваться статистические данные о фактических режимах работы систем водоснабжения.

Как сказано в § 2, в основу определения количеств воды, расходуемой на одного жителя в сутки, кладется опыт работы существующих водопроводов. Этот опыт позволяет также наметить вероятный режим водопотребления в течение суток.

Чтобы наиболее правильно и экономично запроектировать режим работы отдельных элементов системы, необходимо принять вероятный график водопотребления в течение суток, т. е. вероятные колебания часовых расходов в течение суток.

Прогнозирование таких графиков весьма затруднительно.

Характер их, как показывает опыт, для одного и того же города изменяется в отдельные сезоны года и даже в отдельные сутки.

Характер изменений часовых расходов воды зависит от весьма большого числа факторов: общей численности населения, степени развития промышленности в городе и графиков работы промышленных предприятий, наличия в городе предприятий внешнего транспорта (вокзалы, аэропорты и т. п.), объема и режима их работы и др.

Влияние всех указанных факторов на режим водопотребления различно: чем больше число жителей, тем вообще более пологим будет суточный график расходования воды; круглосуточная работа промышленных предприятий также ведет к более равномерному водопотреблению; при значительном числе предприятий, работающих в одну смену, графики расходования воды будут более контрастными.

Графики прибытия и отправления поездов и самолетов могут существенно влиять на характер графиков водопотребления.

Очевидно, особый интерес для расчета водопроводных сооружений будут иметь наибольшие вероятные часовые расходы воды в сутки (и, в частности, в сутки наибольшего водопотребления).

Отношение наибольшего часового расхода $Q_{\text{макс}}$ к среднему за сутки часовому расходу $Q_{\text{ср}}$ дает коэффициент часовой неравномерности водопотребления

$$a_{\text{макс}} = \frac{Q_{\text{макс}}}{Q_{\text{ср}}}, \text{ или } Q_{\text{макс}} = a_{\text{макс}} Q_{\text{ср}}.$$

Действующие нормы дают значения коэффициентов часовой неравномерности водопотребления $a_{\text{макс}}$ (см. табл. I.1) для различной степени санитарно-технического оборудования зданий.

В проекте новых норм рекомендуется учитывать также средние и наименьшие значения часовых расходов за «расчетные» сутки:

$$Q_{\text{мин}} = a_{\text{мин}} Q_{\text{ср}},$$

где соответствующий коэффициент неравномерности может быть определен из расчетного графика как

$$a_{\text{мин}} = \frac{Q_{\text{мин}}}{Q_{\text{ср}}}.$$

В соответствии с указанными нормами величины $a_{\text{макс}}$ и $a_{\text{мин}}$ определяются как произведение двух коэффициентов:

$$a_{\text{макс}} = \alpha_{\text{макс}} \beta_{\text{макс}}$$

и

$$a_{\text{мин}} = \alpha_{\text{мин}} \beta_{\text{мин}}.$$

Коэффициент $\alpha_{\text{макс}}$ рекомендуется принимать в пределах 1,2—1,6, коэффициент $\alpha_{\text{мин}}$ — в пределах 0,4—0,6.

Коэффициенты β (в основном отражающие влияние численности населения) рекомендуется принимать по табл. II.1.

Таблица II.1

Число жителей в тыс.	$\beta_{\text{макс}}$	$\beta_{\text{мин}}$	Число жителей в тыс.	$\beta_{\text{макс}}$	$\beta_{\text{мин}}$
До 1	2	0,1	10	1,3	0,4
1,5	1,8	0,1	20	1,2	0,5
2,5	1,6	0,1	50	1,15	0,6
4	1,5	0,2	100	1,1	0,7
6	1,4	0,25	300	1,05	0,83
			1000 и более	1	1

В приведенных выражениях часовых расходов средний часовой расход для суток наибольшего, среднего и наименьшего водопотребления, очевидно, будет соответственно равен $S_{\text{макс}}/24$, $S/24$ и $S_{\text{мин}}/24$

Проект новых норм строительного проектирования рекомендует рассматривать в качестве основных, характерных для системы водоснабжения, расчетных расходов следующие наибольший, средний и наименьший часовые расходы в сутки наибольшего водопотребления, средний часовой расход в сутки среднего водопотребления и наименьший часовой расход в сутки наименьшего водопотребления

Отбор воды из сети в течение каждого часа также колеблется. Однако учет этого колебания весьма сложен и обычно не представляет практического интереса, так как не может существенно повлиять на точность расчета водопроводных сооружений. Поэтому при расчете систем водоснабжения условно принимают, что расход в течение часа остается постоянным (если потребитель не дает специальных указаний о режиме расходования воды в пределах часа).

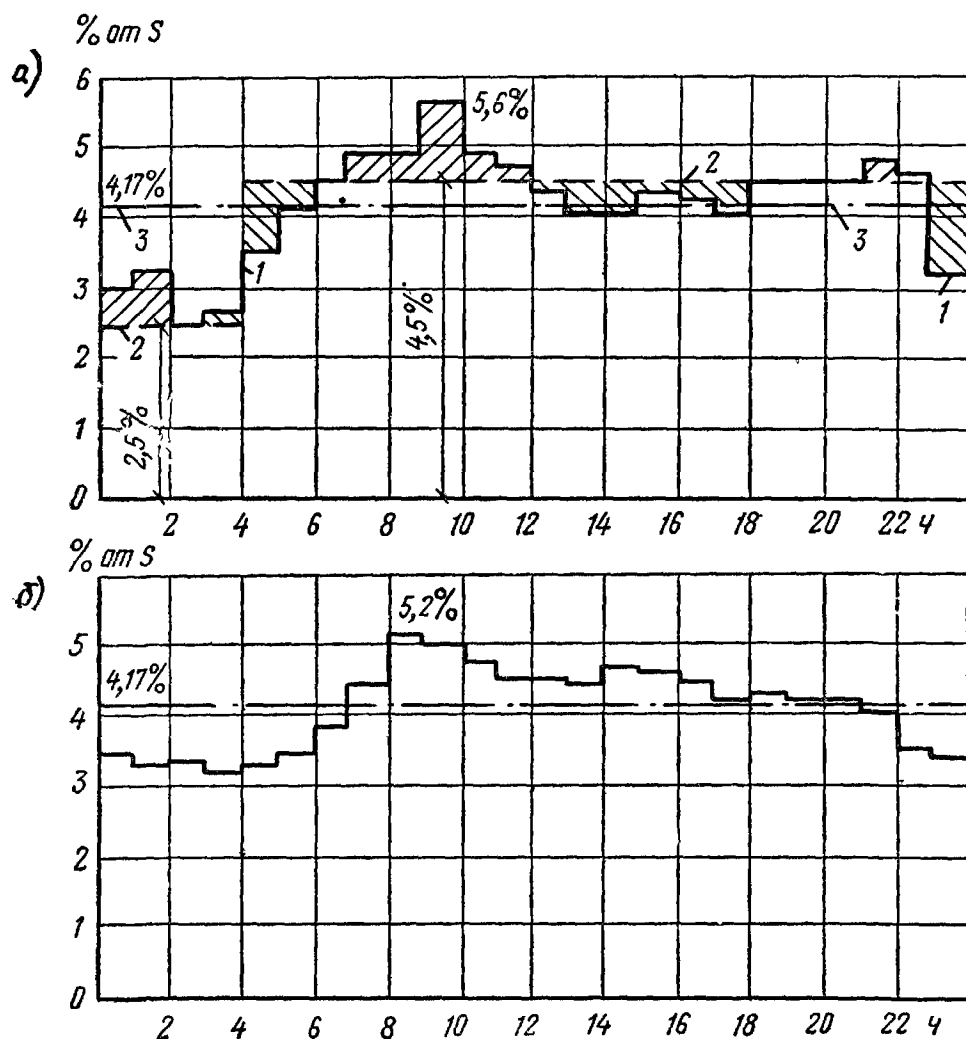


Рис II 4

Для расчета некоторых сооружений систем водоснабжения (например, для определения объемов регулирующих емкостей) кроме предельных значений часовых расходов необходимо задаваться вероятным графиком водопотребления в пределах «расчетных» суток, используя для этого замеренные в натуре графики водопотребления для эксплуатируемых систем водоснабжения, работающих в аналогичных или близких к проектным условиям. Примеры таких графиков приведены на рис. II.4. Часовые расходы здесь выражены в процентах от суточного. В каждом из графиков водопотребления отношение его наибольшей

и наименьшей ординат к средней (4,17%) дает соответственно коэффициенты часовой неравномерности $a_{\text{макс}}$ и $a_{\text{мин}}$. Величины расходов в отдельные часы суток (в процентах от суточного расхода) для этих примеров даны в табл. II.2.

Т а б л и ц а II.2

Часы суток	Часовой расход в % от суточного при		Часы суток	Часовой расход в % от суточного при	
	$a=1,35$ (рис. II 4, а)	$a=1,25$ (рис. II.4, б)		$a=1,35$ (рис. II.4, а)	$a=1,25$ (рис. II.4, б)
0—1	3	3,35	12—13	4,4	4,6
1—2	3,2	3,25	13—14	4,1	4,55
2—3	2,5	3,3	14—15	4,1	4,75
3—4	2,6	3,2	15—16	4,4	4,7
4—5	3,5	3,25	16—17	4,3	4,65
5—6	4,1	3,4	17—18	4,1	4,35
6—7	4,5	3,85	18—19	4,5	4,4
7—8	4,9	4,45	19—20	4,5	4,3
8—9	4,9	5,2	20—21	4,5	4,3
9—10	5,6	5,05	21—22	4,8	4,2
10—11	4,9	4,85	22—23	4,6	3,75
11—12	4,7	4,6	23—24	3,3	3,7

Условность принимаемых при проектировании графиков водопотребления неизбежна. Отличие действительного режима водопотребления от принятого в расчете не создает особых затруднений, так как может быть в определенной степени компенсировано соответствующей корректировкой эксплуатационных графиков подачи воды насосами.

Неравномерность расходования воды в течение суток на производственные нужды определяется особенностями технологического процесса и способами потребления воды, а также зависит от числа смен работы предприятия в сутки. Многие промышленные предприятия (в частности те, которые используют воду для охлаждения) потребляют воду весьма равномерно в течение суток.

График расходования воды из городского водопровода на технические нужды промышленных предприятий принимается в зависимости от режима забора ими воды из городской сети.

Часто промышленные предприятия имеют свои регулирующие емкости, и тогда подачу воды им из сети городского водопровода можно считать равномерной в течение суток.

Очевидно, что при проектировании городского водопровода должен быть составлен суммарный график расходования воды на хозяйственно-питьевые нужды населения и отбора воды промышленными предприятиями.

§ 11. РЕЖИМ ПОДАЧИ ВОДЫ И РАБОТЫ ВОДОПРОВОДНЫХ СООРУЖЕНИЙ

а. Связь отдельных элементов системы водоснабжения в отношении расходов

После того как будет принят (или задан) режим водопотребления, может быть установлен режим подачи воды и режим работы отдельных сооружений системы водоснабжения.

Все эти сооружения должны быть рассчитаны, в частности, на работу в сутки максимального водопотребления (т. е. при $S_{\text{макс}}$).

Насосные станции должны подавать за сутки полный суточный расход воды объектами.

Рассмотрим связь между режимом работы отдельных элементов водопровода на примере простейшей схемы городского водопровода, приведенной на рис. II.1. Здесь вода подается от одной насосной станции второго подъема. Башня расположена в начальной точке сети. Предположим, что рассматриваемая сеть не имеет других источников питания. Пусть режим расходования воды городом в течение суток задан графиком водопотребления I , приведенным на рис. II.4, a .

Водопроводная сеть подает воду непосредственно к водоразборным устройствам, через которые население получает воду. Следовательно, режим работы сети в целом определяется режимом водоразбора и может характеризоваться тем же графиком водопотребления.

График работы насосной станции второго подъема должен назначаться в зависимости от принятого графика водопотребления. Однако это не значит, что график подачи воды может или должен в точности совпадать с графиком ее расходования. При подаче воды насосами определенной производительности в отдельные часы суток количество поданной воды не будет совпадать с количеством израсходованной.

Предположим, что в рассматриваемом случае на насосной станции второго подъема установлены два насосных агрегата (не считая запасных), из которых первый работает один в период с 0 до 4 ч, подавая за час 2,5% суточного расхода (максимального); второй вступает в работу в 4 ч и работает (вместе с первым) до 24 ч; оба агрегата вместе подают за час 4,5% суточного расхода. График работы насосной станции (график подачи) представлен на рис. II.4, a пунктирной линией 2. Для выяснения режима работы отдельных элементов водопровода удобно совместить на одном чертеже график подачи 2 и график потребления I . Линия 3 обозначает здесь среднечасовой расход за сутки. Из графика видно, что за сутки насосы подают такое же количество воды, какое расходуется городом: $(2,5 \cdot 4) + (4,5 \cdot 20) = 100\%$. Однако в отдельные часы суток количество подаваемой воды не равно количеству расходуемой воды (больше или меньше его). При рассмотрении совмещенных графиков подачи и потребления воды легко уяснить роль водонапорной башни. В часы, когда подача воды насосами превышает потребление ее городом (например, от 4 до 6 ч), избыток воды подается в башню.

Если насосы подают количество воды, равное Q_n , а город потребляет количество воды, равное Q , то разность $Q_n - Q$ поступает в это время в башню (рис. II.5, a). В часы, когда потребление превышает подачу (например, от 7 до 12 ч), недостающее количество воды, равное $Q - Q_n$, подается из башни (рис. II.5, b).

Таким образом, водонапорная башня компенсирует несовпадение режимов подачи и потребления воды в отдельные часы суток, аккумулируя избыток подаваемой воды в одни часы и восполняя недостачу воды в другие часы.

В § 15 дается способ вычисления требуемой регулирующей емкости бака водонапорной башни (или напорно-регулирующего резервуара) при помощи совмещения графиков подачи и потребления. Ясно, что чем ближе кривая подачи будет совпадать с кривой потребления, тем меньше будет требуемая регулирующая емкость бака и, следовательно, тем меньше будет стоимость башни. Практически для приближения кривой подачи к кривой потребления можно увеличить число

ступеней графика подачи, но это вызовет увеличение числа агрегатов насосной станции.

В современных водопроводах, имеющих обычно водонапорные башни, число ступеней графика работы насосных станций второго подъема (т. е. число его различных расчетных ординат) обычно колеблется в пределах от одной (для малых водопроводов) до трех (для больших водопроводов).

В некоторых производственных водопроводах потребление воды в течение суток происходит настолько равномерно, что устройство напорно-регулирующих емкостей вообще не требуется.

При использовании центробежных насосов при любом графике водопотребления насос может подавать воду в сеть, не имеющую аккумулирующих емкостей (башен или резервуаров).

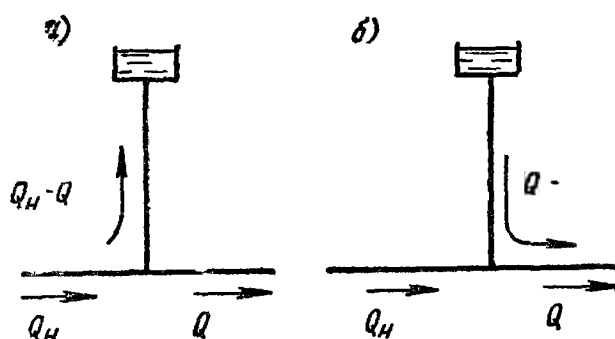


Рис. II.5

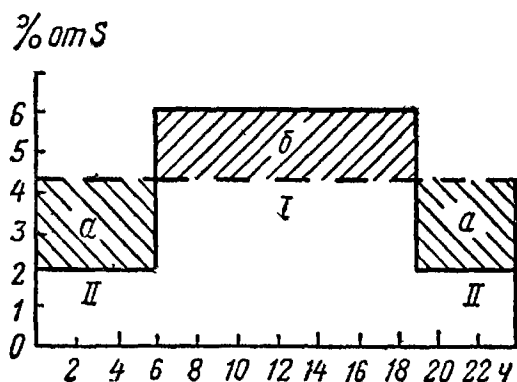


Рис. II.6

Однако использование безбашенных систем оказывается экономичным только при относительно небольших значениях коэффициента часовой неравномерности расхода воды. В противном случае в безбашенных системах возрастает стоимость энергии в связи с необходимостью подавать воду при завышенных по сравнению с требуемым напорах.

После того как будет принят график водопотребления и в соответствии с ним намечен график работы насосной станции второго подъема, определяется режим работы всех элементов водопровода, непосредственно связанных с насосной станцией. Так, для рассматриваемой системы (см. рис. II.1) режим работы сети определяется полностью заданным режимом водоразбора; режим работы водовода совпадает с режимом работы насосной станции второго подъема; режим работы башни и емкость ее бака определяются совместным влиянием режимов подачи воды насосами второго подъема и потребления воды городом.

Насосная станция первого подъема в своей работе связана с водоприемными и очистными сооружениями. Размеры этих сооружений зависят от количества воды, проходящей через них в единицу времени. Это количество будет тем меньше, чем больше часов в сутки они будут работать. Поэтому для уменьшения стоимости водоприемных и очистных сооружений насосная станция первого подъема должна работать возможно большее число часов в сутки. На станциях средних и крупных водопроводов практически всегда имеет место круглосуточная и равномерная работа насосов первого подъема, а следовательно, и водоприемных и очистных сооружений.

Резервуар чистой воды разграничивает две группы элементов системы водоснабжения, режим работы одной из них определяется режимом работы насосной станции первого подъема, а режим работы другой — режимом работы насосной станции второго подъема. Поступле-

ние воды в резервуар с очистных сооружений соответствует режиму работы насосов первого подъема, а забор воды из него производится в соответствии с режимом работы насосов второго подъема. Очевидно, что резервуар чистой воды должен иметь некоторую регулируемую емкость, которая может быть легко определена путем совмещения графиков (рис. II.6) подачи воды насосами первого подъема (линия I) и забора воды насосами второго подъема (линия II).

б. Связь отдельных элементов системы водоснабжения в отношении создаваемых и требуемых напоров

Для полного понимания работы системы водоснабжения необходимо уяснить связь между ее отдельными элементами не только в отношении расходов, но и в отношении напоров.

Насосные станции должны подавать воду потребителю в требуемом количестве и под требуемым напором.

Разбор воды большинством потребителей происходит на некоторой высоте над поверхностью земли, поэтому в водопроводной сети должно быть обеспечено давление, необходимое для подъема воды на указанную высоту. Например, для подачи воды в верхние этажи здания (рис. II.7) в городской водопроводной сети необходимо иметь внутреннее давление p (измеряемое для простоты у поверхности земли), достаточное для подъема воды до наивысшей водоразборной точки и ее излива, а также для преодоления всех сопротивлений на ее пути от городской сети до точки излива. Иными словами, пьезометрическая высота в точке отвлечения от городской сети (измеряемая от поверхности земли)

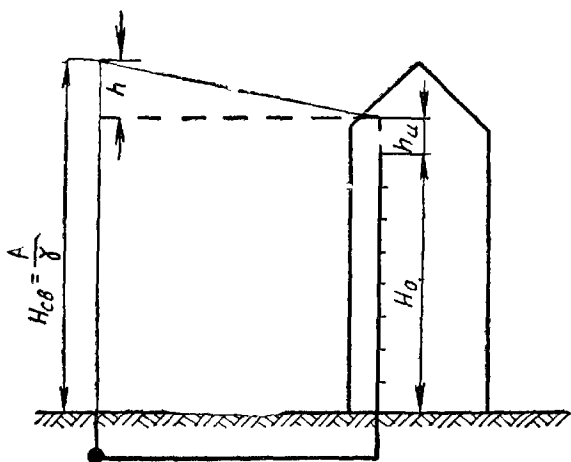


Рис II.7

должна равняться сумме геометрической высоты подъема воды (над этой точкой) и суммарной потери напора на пути движения воды.

Эта пьезометрическая высота, необходимая для нормальной работы водопровода, обычно называется «свободным хозяйственным напором», который равен:

$$H_{св} = \frac{p}{\gamma}.$$

где $H_{св}$ — свободный хозяйственный напор в м;
 p — внутреннее давление в трубе в кгс/м²;
 γ — удельный вес воды в кгс/м³.

Следовательно,

$$H_{св} = H_0 + h_{н} + h,$$

где H_0 — геометрическая высота расположения наивысшей водоразборной точки над поверхностью земли;
 $h_{н}$ — напор, который необходимо обеспечить у водоразборных приборов;
 h — потери напора в трубах, фасонных частях и арматуре на пути от точки присоединения к линии городской сети до водоразборной точки внутри здания.

При помощи гидравлического расчета могут быть получены величины h и $h_{\text{н}}$ и, следовательно, может быть найдена величина свободного напора $H_{\text{св}}$, требуемого в данной точке сети наружного водопровода.

При расчете городского водопровода расчетную величину $H_{\text{св}}$ принимают различной для отдельных районов в зависимости от расчетной этажности их застройки.

Строительные нормы и правила дают следующие величины требуемого свободного напора $H_{\text{св}}$ в сети водопровода населенных мест: при одноэтажной застройке $H_{\text{св}} = 10$ м; при двухэтажной застройке $H_{\text{св}} = 12$ м и при большей этажности плюс 4 м на каждый следующий этаж.

Во всех точках водопроводной сети при работе водопровода в обычное время (при отсутствии пожара) должен быть обеспечен напор не меньше указанных значений $H_{\text{св}}$.

На рис. II.8 изображен вертикальный продольный разрез рассмотренной выше системы водоснабжения (см. рис. II.1), на котором схематически показано положение пьезометрических линий для момента максимального водоразбора. Рисунок позволяет установить связь между элементами системы водоснабжения в отношении напоров. Наиболее

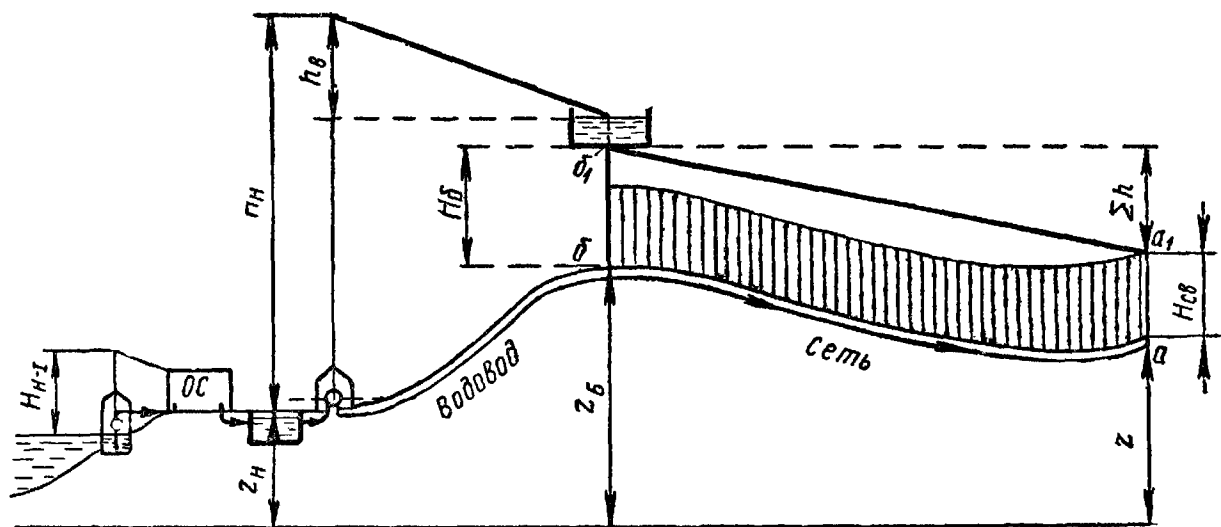


Рис. II.8

неблагоприятно расположенными в отношении напора оказываются точки, дальше всего отстоящие от башни и имеющие наибольшие геодезические отметки. В этих точках будут самые низкие пьезометрические отметки (вследствие падения напора в сети от источника питания до этих конечных точек) и самые малые величины располагаемого свободного напора.

Для определения величины расчетного напора, который необходимо создать в начале сети, следует выбрать «критическую» точку сети, наиболее неблагоприятную как в отношении ее геодезической отметки, так и в отношении удаленности от источника питания. Пусть на рис. II.8 такой критической точкой будет точка a (с отметкой z), наиболее возвышенная из конечных точек сети. Отложив в этой точке величину требуемого (в зависимости от этажности) свободного напора $H_{\text{св}}$, получим расчетную пьезометрическую отметку для критической точки сети $z + H_{\text{св}}$. Требуемая величина $H_{\text{св}}$ должна быть обеспечена в точке a в любой момент работы сети, включая, как указано, момент максимального водоразбора, при котором потери напора Σh на всех участках от башни до критической точки сети будут иметь максимальную величину. Пьезометрическая линия, характеризующая падение напора в сети

в часы максимального водоразбора, показана схематически на рис. II.8 в виде линии b_1a_1 .

В точке b должен быть создан такой напор H_b , чтобы при максимальном уклоне пьезометрической линии напор в точке a не падал ниже заданной величины $H_{св}$. Напор H_b обеспечивается расположением дна бака водонапорной башни на соответствующей высоте.

По схеме рис. II.8 легко установить связь между напорами в отдельных характерных точках системы.

Очевидно, что

$$z_b + H_b = z + H_{св} + \Sigma h.$$

Отсюда может быть определена расчетная высота башни, т. е. высота расположения дна бака башни над поверхностью земли:

$$H_b = H_{св} + \Sigma h - (z_b - z).$$

Расположив башню на возможно более высокой отметке z_b , получим при имеющихся отметках снабжаемой водой территории наибольшую величину $z_b - z$, а следовательно, минимальную величину H_b , т. е.

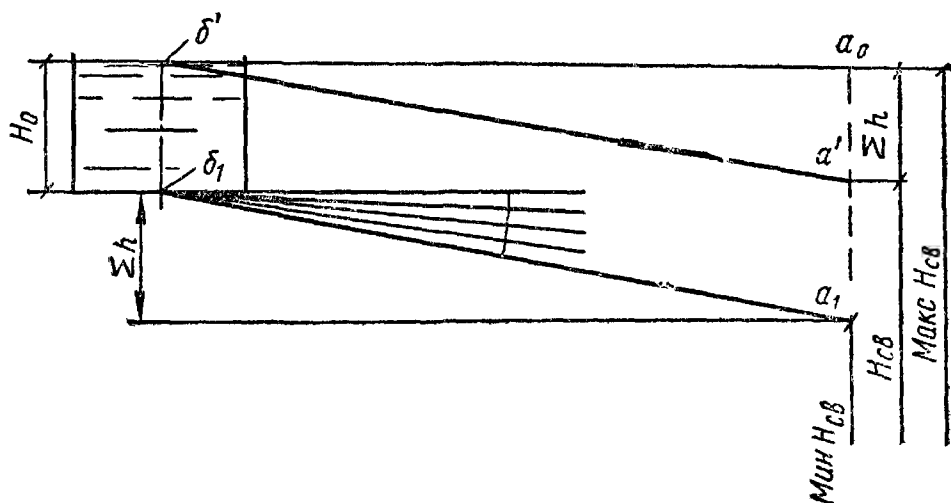


Рис II.9

наименьшую высоту (и наименьшую стоимость) башни. Поэтому водонапорную башню следует стремиться располагать на высоких отметках. В частности, если в результате расчета будет получена величина $H_b \leq 0$, то вместо башни устраивают напорный резервуар, расположенный на поверхности земли (или частично заглубленный в землю). Такие резервуары всегда будут значительно дешевле, чем башня с той же емкостью бака.

На рис. II.9 схематически показано изменение расположения пьезометрической линии при изменении уровня воды в баке башни и изменении величины водоразбора. При минимальном наполнении бака и максимальной потере напора в сети, соответствующей моменту наибольшего водоразбора, пьезометрическая линия займет положение b_1a_1 .

Если к моменту максимального водоразбора бак полон, пьезометрическая линия будет занимать положение $b'a'$.

При изменении величины водоразбора и, следовательно, величины Σh пьезометрическая линия будет поворачиваться вокруг точки b_1 или b' (или вокруг промежуточных точек в зависимости от уровня воды в баке) и занимать различное положение вплоть до горизонтального, которое наступит при прекращении водоразбора. Все новые положения пьезометрической линии, показанные на рис. II.9, дают большие вели-

чины свободного напора в конечной точке, чем расчетное положение, принятое на рис. II.8.

Необходимо иметь в виду, что максимальные величины свободных напоров в сети не должны превосходить определенных пределов. Они устанавливаются в зависимости от материала и типа труб и условий эксплуатации сети. В соответствии с указаниями СНиП свободный напор в сетях хозяйственно-питьевых водопроводов не должен превосходить 60 м.

На рис. II.8 схематически показана также пьезометрическая линия для водовода, подающего воду от насосной станции второго подъема до башни. При этом расчетным положением пьезометрической линии, диктующим величину напора насосов, будет такое, при котором конечная точка пьезометрической линии располагается на высоте максимального уровня воды в баке башни, а величина потерь напора в водоводе h_v соответствует максимальному количеству воды, подаваемой насосами по графику работы насосной станции.

Напор, создаваемый насосами (показываемый манометром на напорном патрубке насоса), будет¹:

$$H_n = (z_b - z_n) + (H_b + H_0) + h_v,$$

где z_n — отметка оси насоса;

H_0 — расчетная высота бака башни.

Следует отметить, что насосы, выбранные для подачи расхода Q_n на высоту H_n (т. е. при наивысшем уровне воды в баке башни), при более низких уровнях будут работать под меньшими напорами и подавать большие количества воды. Следовательно, действительный график подачи воды будет несколько отличаться от запланированного (при условии постоянного расчетного напора).

Можно также установить зависимость между напором H_{n-I} , создаваемым насосами станции первого подъема, и свободным напором, который необходимо обеспечить у очистных сооружений (см. рис. II.8) с учетом отметок местности и потерь напора в трубах.

Установленная таким образом связь между отдельными элементами системы водоснабжения, представленной на рис. II.1, полностью характеризует режим ее работы при изменении водоразбора в случае нормального водопотребления. При пожарах условия работы водопровода значительно меняются (см. § 13).

§ 12. ОСОБЕННОСТИ РЕЖИМА РАБОТЫ СИСТЕМЫ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ ПРИ НАЛИЧИИ КОНТРРЕЗЕРВУАРА ИЛИ НЕСКОЛЬКИХ ВОДОПИТАТЕЛЕЙ И НАПОРНО-РЕГУЛИРУЮЩИХ ЕМКОСТЕЙ

Рассмотренный выше случай системы с расположением напорно-регулирующей емкости в начальной точке сети является наиболее простым в отношении определения режима работы системы.

Весьма часто наиболее возвышенные точки территории снабжаемого водой объекта являются самыми удаленными от насосной станции. Располагая водонапорную башню на наивысших отметках, мы получаем так называемую систему водоснабжения с «контррезервуаром», при которой башня и насосная станция второго подъема находятся в противоположных концах сети (рис. II.10).

¹ Полная высота подъема воды насосом будет больше на величину высоты всасывания, включая потери во всасывающей линии.

Режим работы системы при таком расположении башни будет существенно отличаться от режима работы системы с башней в начале сети.

Как мы видели, в часы большого, в частности максимального, водоразбора суммарный расход воды городом Q превышает подачу насосов, и недостающее количество воды $Q - Q_H = Q_B$ поступает из башни. При расположении башни в начале сети оба эти количества складываются, и в начальную точку сети поступает количество воды

$$Q_{\text{макс}} = Q_H + Q_B$$

В системах с контррезервуаром в часы максимального водоразбора вода в сеть будет подаваться с двух противоположных сторон: от насосов — Q_H и от башни — Q_B .

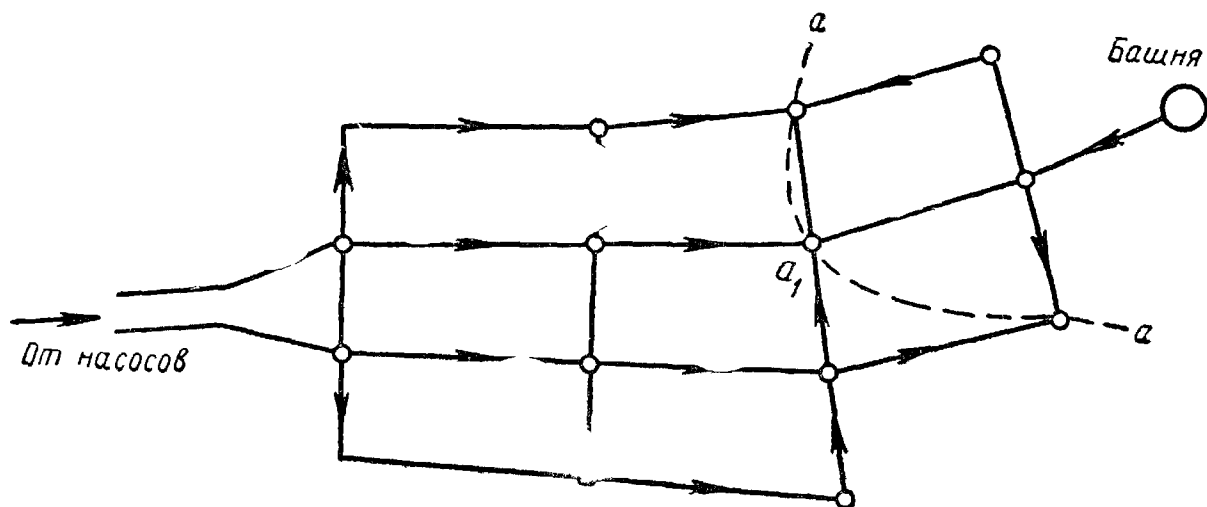


Рис. II 10

Количества воды Q_H и Q_B определяются (приблизительно) по совмещенному графику водопотребления и работы насосов (например, по графику на рис. II.4, а). Зная Q_H и Q_B , а также характер отбора воды из сети, можно наметить районы питания сети от насосов и башни. У границы этих районов (см. рис. II.10) будет происходить встреча потоков воды, идущих от башни и насосов.

При таком движении воды в сети изменится и положение пьезометрических линий. Наименьшие пьезометрические отметки будут в точках, лежащих на границе обоих районов питания (линия aa на рис. II.10). Критической из них является точка, имеющая наибольшую геодезическую отметку. Пусть это будет точка a_1 . В этой точке величина свободного напора будет наименьшей. Задав для нее величину требуемого свободного напора $H_{св}$ (в зависимости от этажности застройки), построим (рис. II.11) вправо и влево от точки a_1 пьезометрические линии с уклоном, соответствующим величинам потерь напора при максимальном водоразборе: Σh_B — от башни до точки a_1 , и Σh_H — от начальной точки сети (со стороны насосной станции) до точки a_1 . Величина потерь напора в водоводе h_B будет, очевидно, та же, что и в случае такой же системы с башней в начале сети.

Определив из расчета сети величины потерь напора и зная геодезические отметки, можно найти требуемую высоту башни H_B и напор насосов H_H :

$$H_B = H_{св} + \Sigma h_B - (z_B - z);$$

$$H_H = H_B + (\Sigma h_H + h_B - \Sigma h_B) + (z_B - z_H).$$

При полном баке башни напор насосов будет больше H_n на высоту H_0 (высота бака).

Системы с контррезервуаром характеризуются некоторыми специфическими для них моментами работы, которые должны быть рассмотрены при расчете сети. Как было сказано, в некоторые часы суток количество воды, подаваемой насосами, превышает количество воды, расходуемой городом. При расположении башни в начале сети избыточное количество воды, подаваемой насосами, идет в бак башни, не поступая в сеть. В системах с контррезервуаром этот избыток, для того чтобы попасть в башню, должен пройти транзитом через всю сеть.

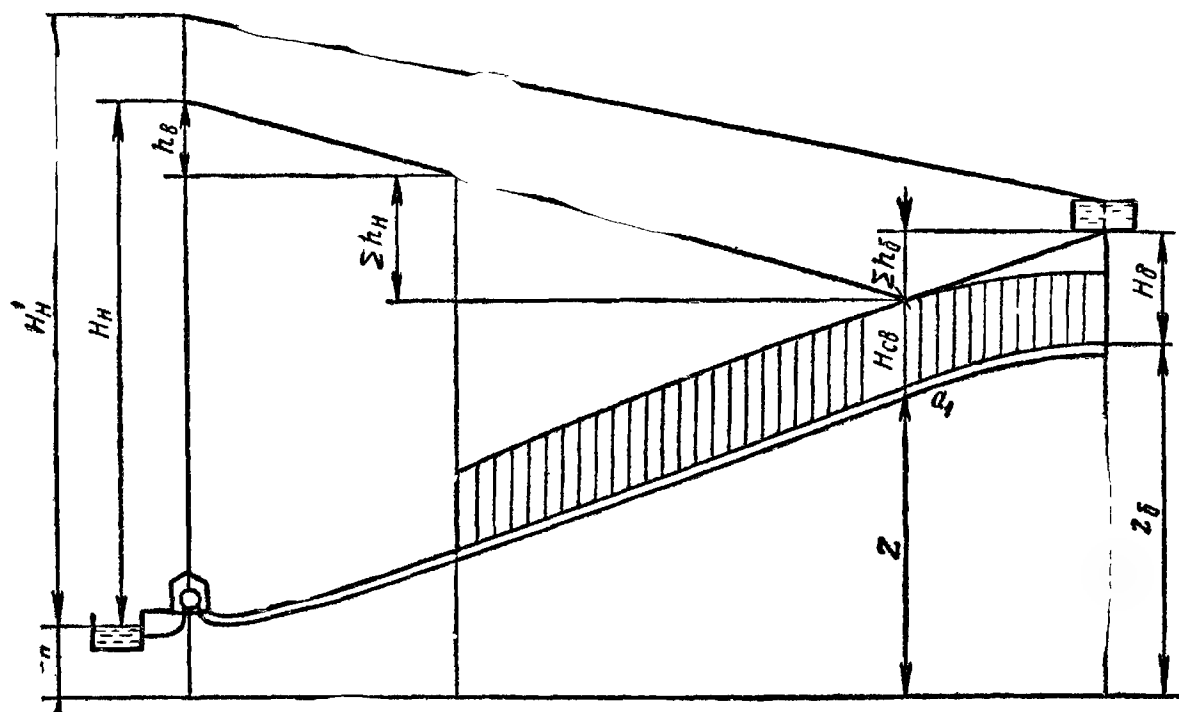


Рис. II.11

Момент, в который этот транзитный расход достигает своего максимального значения (момент «максимального транзита»), определяется по совмещенным графикам (см. рис. II.4, а) и является вторым основным расчетным случаем сети с контррезервуаром. При этом пьезометрическая линия приобретает однозначный уклон на всем своем протяжении; исчезает ее излом, существующий у границы зон питания при максимальном водоразборе, и минимальная пьезометрическая отметка получается у башни — в конечной, наиболее высоко расположенной точке сети (верхняя пьезометрическая линия на рис. II.11).

Во время работы сети при максимальном транзите расходы на участках магистральных линий, близких к границе зон питания, будут больше, чем при максимальном водоразборе. Расчетная величина требуемого напора насосов в часы максимального транзита H'_n обычно также получается больше, чем в часы максимального водоразбора. Таким образом, для определения расчетного напора у насосов случай максимального транзита часто является критическим.

В реальных условиях в зависимости от конфигурации снабжаемой водой территории и от рельефа местности возможно промежуточное размещение башни.

На рис. II.12 показана схема расположения пьезометрических линий при различных расчетных моментах работы системы с промежуточным размещением башни (линия 1—при максимальном водоразборе, линия 2—при максимальном транзите).

Если башня размещена относительно близко к началу сети, то количество воды, подаваемой насосами, может оказаться достаточным для питания всего района между насосами и башней в часы максимального водоразбора, и тогда пьезометрическая линия, соответствующая этому моменту, не будет иметь излома, показанного на рис. II.12 (линия 1).

В системах с контррезервуаром изменение отбора воды из сети будет вызывать значительные изменения давлений в сети, и, следовательно, насосы будут работать при большом диапазоне изменения напоров. В зависимости от этого фактическая подача воды насосами также будет изменяться в широких пределах.

В результате намеченный первоначально график подачи воды насосами может потребовать значительной корректировки.

Система с контррезервуаром имеет тот существенный недостаток, что в периоды транзита величины напоров в сети и у насосов могут значительно возрасти. Это может привести к необходимости пуска специальных насосов для работы в период транзита воды в контррезервуар.

В практике водоснабжения встречаются различные значительно более сложные системы, чем рассмотренные здесь. Прежде всего во многих крупных городах (обычно в результате их постепенного роста) вода подается в городскую сеть несколькими насосными станциями, а иногда и от нескольких природных источников. В ряде случаев в крупных городских системах водоснабжения имеется также несколько напорно-регулирующих емкостей.

Для каждого расчетного момента работы подобных систем (так же, как и при рассмотренной простейшей схеме с контррезервуаром) соблюдается баланс подач и отборов. В одни часы суммарная подача воды от насосов и от напорно-регулирующих емкостей соответствует отбору воды из сети; в другие часы избыток подачи воды насосными станциями над потреблением поступает в башни или напорные резервуары.

Характер работы отдельных водопитателей и емкостей и зоны питания ими сети намечаются предварительно и проверяются расчетом. Пути такого расчета излагаются в § 25.

В системах водоснабжения весьма крупных городов, где неравномерность водопотребления обычно относительно мала, напорно-регулирующие емкости иногда теряют свое регулирующее значение, но сохраняют значение запасных (аварийных) емкостей.

§ 13. ОСОБЕННОСТИ РЕЖИМА РАБОТЫ СИСТЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ ПРИ ПОЖАРЕ

По существующим правилам проектирования водопровод рассчитывают в предположении, что пожар происходит в часы максимального водоразбора, т. е. в момент наиболее напряженной работы системы.

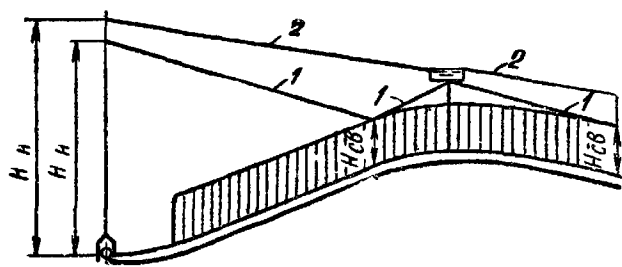


Рис. II.12

Приведенные в разделе I нормы дают в зависимости от размеров и назначения обслуживаемого водопроводом объекта расчетное число одновременных пожаров, количество воды, расходуемой на каждый пожар (в л/с), и расчетную длительность пожара. Эти данные позволяют определить полный расчетный секундный расход на пожар, который должен быть прибавлен к максимальному секундному хозяйственному (или производственному) расходу, а также общее количество воды, которое должно быть израсходовано на тушение огня в течение всего времени пожара.

При расчете системы водопровода на работу во время пожара следует исходить из возможности пожара в наиболее возвышенных и наиболее удаленных от источников питания точках территории, обслуживаемой водопроводом.

По способу тушения пожара водопроводы разделяются на водопроводы высокого давления и водопроводы низкого давления.

При системе пожаротушения высокого давления водопровод должен в надлежащий момент обеспечить не только подачу к месту пожара установленного нормами пожарного расхода воды, но и повышение давления в водопроводной сети до величины, достаточной для создания пожарных струй непосредственно от гидранта.

Обычно в водопроводах высокого давления повышение давления обеспечивается лишь во время тушения пожара.

При системе пожаротушения низкого давления водопровод должен обеспечить лишь подачу увеличенного в связи с пожаром расхода воды. Напор для получения пожарных струй создается передвижными пожарными насосами, подвозимыми пожарной командой к месту пожара и забирающими воду из водопроводной сети через гидранты. В этом случае происходит понижение давления в трубах, обслуживающих прилегающий к месту пожара район.

Согласно СНиП II-Г.3-62 напор в любой точке сети при этом должен быть не менее 10 м и в особенно неблагоприятных точках не менее 7 м.

Эти указания имеют целью предотвратить возможность образования в сети при отсосе воды пожарными насосами давления ниже атмосферного, так как это может вызвать проникновение в сеть через неплотности стыков загрязненной почвенной воды.

Кроме того, некоторый запас величин давления в сети необходим для работы пожарных автонасосов, в частности для преодоления довольно значительных сопротивлений во всасывающих линиях этих насосов.

Системы пожаротушения высокого давления (с временным повышением давления при пожаре) применяют иногда в водопроводах промышленных предприятий. Водопроводы постоянного высокого давления могут быть допущены только в силу особых условий, так как эксплуатация этих систем вызывает значительный перерасход электроэнергии.

В населенных местах обычно применяют системы пожаротушения низкого давления.

Как увидим далее, диаметры городской водопроводной сети определяются в соответствии с режимом ее нормальной работы. Естественно, что при пропуске через сеть увеличенного расхода во время пожара увеличиваются скорости течения воды в трубах, а следовательно, и потери напора в сети.

Рассмотрим режим работы водопровода (рис. II.13) при системе пожаротушения низкого давления.

Пусть при нормальной работе в наиболее удаленной от башни и возвышенной точке a требуется свободный напор $H_{св}$. Пьезометрическая линия займет некоторое положение 1 (сопрягаясь с уровнем воды в баке башни). Допустим, что в точке a возникает пожар. При системе пожаротушения низкого давления и отборе воды из сети пожарными насосами в точке a устанавливается некоторый свободный напор $H_{п}=10$ м, который будет, как правило, меньше $H_{св}$. Так как в период пожара по сети проводится увеличенный расход воды, потери напора в сети возрастут; получим $\Sigma h_{пож} > \Sigma h_{хоз}$, и пьезометрическая линия 2 (соответствующая этому случаю) будет иметь больший уклон, чем линия 1.

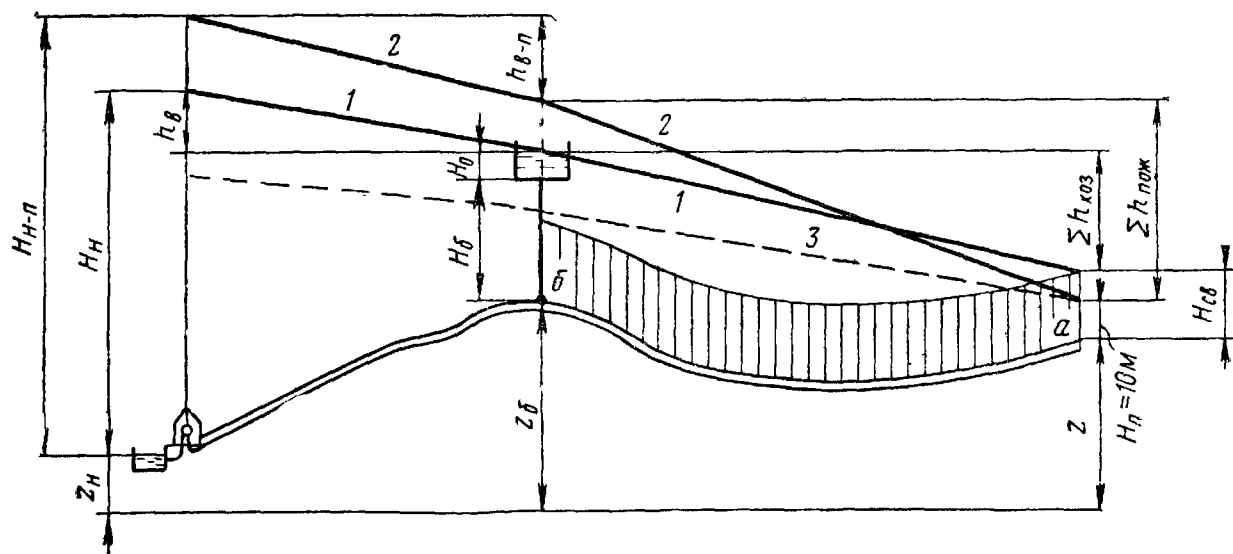


Рис. II.13

В зависимости от соотношения напоров $H_{св}$ и $H_{п}$ и потерь $\Sigma h_{хоз}$ и $\Sigma h_{пож}$ пьезометрическая линия при пожаре может пройти выше бака башни (положение 2) или ниже его.

В первом случае башня на время пожара должна быть выключена, так как иначе она не позволит насосам повысить давление в сети до требуемой величины (так как в точке присоединения башни к сети максимально возможное давление будет определяться уровнем воды в баке).

Если расчетная пьезометрическая линия (при пожаре) пройдет ниже уровня воды в баке башни (положение 3), то, очевидно, башня не выключается, и в месте пожара будет обеспечен напор не ниже требуемого $H_{п}$.

Разумеется, действительное положение пьезометрической линии будет несколько отличным от положения 3, так как пьезометрическая отметка в системе в точке b определится фактическим уровнем воды в башне.

Напор $H_{н-п}$, который должны развивать пожарные насосы, будет зависеть от соотношения $H_{п}$ и $H_{св}$ и от соотношения величин потерь напора в сети и в водоводах при хозяйственной и при пожарной работе. Он может быть больше, равен (близок), а иногда и меньше величины того напора, который должны развивать насосы при хозяйственной работе.

Во время пожара насосная станция должна подавать в систему расход воды, достаточный для удовлетворения хозяйственных и противопожарных нужд. Пожарный запас воды хранится обычно в резервуаре чистой воды.

The diagram illustrates the cross-section of a ship's hull. Key features include:

- Waterline:** A dashed line representing the surface of the water.
- Hull Structure:** The hull is shown with a curved bottom and a flat deck.
- Height Measurements:**
 - $H_H - \eta$: Total height from the baseline to the top of the hull.
 - z_H : Height from the baseline to the bottom of the hull.
 - H_H : Height from the waterline to the top of the hull.
 - $H_{c\delta}$: Height from the waterline to the top of the hull.
 - $H\delta$: Height from the waterline to the top of the hull.
 - z : Height from the baseline to the waterline.
 - $z\delta$: Height from the baseline to the waterline.
- Shading:** The area between the waterline and the hull is shaded with vertical lines.

Поэтому системы с контррезервуаром следует рассчитывать на подачу в период пожара суммарного хозяйственного и пожарного расхода от насосной станции. Схематическое расположение пьезометрических линий для подобного случая показано на рис. II.14.

Под расчетными случаями работы системы водоснабжения понимаются такие возможные сочетания отбора воды потребителями и подачи ее насосными станциями, при которых имеют место наибольшие нагрузки для отдельных сооружений системы. К нагрузкам относятся расходы воды и напоры (давления).

Можно считать, что в пределах срока каждой рассматриваемой очереди (этапа) развития системы отдельные ее элементы не претерпевают существенных изменений и лишь постепенно увеличиваются их нагрузки. В этом случае «расчетным годом» для системы будет, очевидно, последний год рассматриваемой очереди ее развития.

Для этого года принимаются средние нормы водопотребления q , расчетное число жителей N и определяются (в соответствии с указаниями § 3) величины среднего (за год) S , наибольшего $S_{\text{макс}}$ и наименьшего $S_{\text{мин}}$ суточного расхода воды объектом.

Очевидно, что все сооружения системы должны быть рассчитаны на работу в сутки наибольшего водопотребления (при $S_{\text{макс}}$) в соответствии с графиками, принятыми (заданными) для работы отдельных сооружений.

При этом водопроводные сети должны быть рассчитаны на работу в час наибольшего водопотребления, т. е. на $Q_{\text{макс}} = a_{\text{макс}} S_{\text{макс}} / 24$.

Сети с контррезервуарами, кроме того, должны быть рассчитаны на работу в час наибольшего превышения подачи воды насосами над

ее потреблением, т. е. в час наибольшего транзита воды в напорно-регулирующие емкости.

При одноступенчатом графике подачи воды насосами второго подъема этот расчетный случай равносценен расчету сети на час наименьшего водопотребления (суток наибольшего водопотребления), т. е. на час водопотребления $Q_{\text{мин}} = a_{\text{мин}} S_{\text{макс}} / 24$.

Кроме того, сеть, водовод и насосные станции второго подъема должны быть рассчитаны (проверены) на одновременную подачу наибольшего часового и противопожарного расхода в сутки наибольшего водопотребления, и на подачу воды при аварии в час наибольшего водопотребления.

Целесообразно также проведение расчетов системы подачи и распределения воды на минимальный часовой расход в дни наименьшего водопотребления $Q_{\text{мин}} = a_{\text{мин}} S_{\text{мин}} / 24$, при котором могут иметь место наибольшие величины давлений в сети, а также расчетов на средний часовой расход в сутки среднего водопотребления, который дает возможность ориентировочно определить осредненные за расчетный срок (для данного этапа развития системы) величины затрат энергии на подъем воды.

§ 15. МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТРЕБУЕМОГО ОБЪЕМА РЕГУЛИРУЮЩИХ И ЗАПАСНЫХ ЕМКОСТЕЙ

При помощи совмещенных графиков водопотребления и водоподачи (т. е. графика работы насосов, подающих воду в сеть) может быть легко определена расчетная регулирующая емкость бака водонапорной башни или напорного резервуара.

Таблица II 3

Часы суток	Расход воды городом	Подача воды насосами	Поступление в бак	Расход воды из бака	Остаток в баке
1	2	3	4	5	6
0—1	3	2,5	—	0,5	1,9
1—2	3,2	2,5	—	0,7	1,2
2—3	2,5	2,5	—	—	1,2
3—4	2,6	2,5	—	0,1	1,1
4—5	3,5	4,5	1	—	2,1
5—6	4,1	4,5	0,4	—	2,5
6—7	4,5	4,5	—	—	2,5
7—8	4,9	4,5	—	0,4	2,1
8—9	4,9	4,5	—	0,4	1,7
9—10	5,6	4,5	—	1,1	0,6
10—11	4,9	4,5	—	0,4	0,2
11—12	4,7	4,5	—	0,2	0
12—13	4,4	4,5	0,1	—	0,1
13—14	4,1	4,5	0,4	—	0,5
14—15	4,1	4,5	0,4	—	0,9
15—16	4,4	4,5	0,1	—	1
16—17	4,3	4,5	0,2	—	1,2
17—18	4,1	4,5	0,4	—	1,6
18—19	4,5	4,5	—	—	1,6
19—20	4,5	4,5	—	—	1,6
20—21	4,5	4,5	—	—	1,6
21—22	4,8	4,5	—	0,3	1,3
22—23	4,6	4,5	—	0,1	1,2
23—24	3,3	4,5	1,2	—	2,4

Покажем это на примере графика, приведенного на рис. II.4, а, при ступенчатой работе насосов. Результаты вычислений сведены в табл. II.3, где значения часовых расходов даны в процентах от суточного расхода. В графах 2 и 3 приведены данные, взятые непосредственно с графика (см. рис. II.4, а). В графах 4 и 5 даны разности значений, приведенных в графах 2 и 3. Эти разности представлены на графике отрезками ординат между кривыми подачи и потребления.

Для заполнения графы 6 следует наметить час, когда бак будет пуст. Этого можно ожидать после периода подачи воды баком в течение более или менее значительного промежутка времени. В нашем случае при ступенчатой работе насосов таким периодом может быть промежуток от 7 до 12 ч. Предположим, что к 12 ч бак башни будет пуст, т. е. в графе 6 против промежутка 11—12 ч будет стоять 0. Далее, прибавляя или вычитая соответственно значения, приведенные в графе 4 или 5, будем для каждого часа получать количество воды, остающейся в баке к концу каждого часового промежутка. Наибольшая из цифр графы 6, получившаяся в результате подсчета, даст требуемую регулируемую емкость бака башни.

Если допущена ошибка при назначении часа, к концу которого бак будет пустым, то некоторые из цифр графы 6 получают отрицательные значения. В этом случае нет необходимости в пересчете, так как емкость бака может быть получена как сумма абсолютных значений наибольшей положительной и наибольшей отрицательной цифр в графе 6. В рассмотренном случае регулирующая емкость бака башни W_p при ступенчатой работе насосов получилась равной 2,5% суточного расхода. Если принять равномерную круглосуточную работу насосов, то ступенчатый график подачи получит вид горизонтальной прямой с постоянной ординатой $Q_n = 100/24 = 4,17\%$.

Этот график дает большие отклонения от графика потребления, чем рассмотренный ступенчатый график работы насосов, а следовательно, объем и стоимость башни при равномерной работе насосов должны возрасти. Действительно, в этих условиях $W_p = 6,98\%$.

Регулирующая емкость водонапорных башен зависит как от графика водопотребления, так и от принятого графика работы насосной станции. Регулирующая емкость бака башни может быть определена также графическим путем при помощи так называемых интегральных графиков. Ординаты интегральных графиков дают суммарное количество воды, израсходованной с начала суток до каждого данного часа.

Следует иметь в виду, что при определении регулирующей емкости бака башни был принят график работы насосов, предполагающий постоянную величину подачи воды данным насосом (или данной группой параллельно работающих насосов) в течение всего намеченного периода их работы. В действительности непрерывное изменение количества воды, забираемой из сети потребителями, и соответствующее изменение потерь напора и давлений в сети будут вызывать также непрерывное изменение подачи воды насосами. Это изменение обуславливается свойством «саморегулирования» центробежных насосов, у которых, как известно, подача и создаваемый напор связаны определенной характеристикой $Q - H$. Кроме того, изменение уровня воды в баке башни будет вызывать также изменение требуемой высоты подачи воды, а следовательно, и количества воды, подаваемой насосом.

В силу сказанного действительный график подачи воды насосами будет несколько отличен от первоначально принятого при расчете. Путем последовательного приближения могут быть найдены уточнен-

ный график подачи воды насосами и уточненная величина емкости бака башни.

Практика показывает, что регулирующая емкость баков башен в городских водопроводах составляет обычно от 2,5—3 до 5—6% при неравномерной (ступенчатой) работе насосов и 8—15% и более при равномерной круглосуточной работе насосов.

Действующие нормы строительного проектирования требуют, чтобы баки водонапорных башен в поселках сверх их регулирующей емкости вмещали запас воды на тушение одного внутреннего и одного наружного (а для промышленных предприятий одного внутреннего) пожара в течение 10 мин.

Как было сказано, в некоторых случаях рельеф местности позволяет строить вместо водонапорной башни напорный резервуар, располагаемый на возвышенных отметках вблизи территории города. Емкость таких водонапорных резервуаров определяется по тем же принципам, что и емкость баков водонапорных башен. Однако, учитывая меньшую стоимость резервуара, иногда считают целесообразным хранить в них полный пожарный запас воды вместо использования для этих целей резервуара чистой воды (при насосной станции второго подъема).

При прокладке одной линии водопровода (см. СНиП II-Г.3-62, п. 7.3) запасной резервуар должен содержать (сверх регулирующего и пожарного запасов) специальный (аварийный) запас, достаточный для снабжения водой потребителей в течение времени, необходимого на ликвидацию аварий, которые могут произойти на водоводе.

Как уже указывалось, регулирующую емкость сборных резервуаров чистой воды (располагаемых за очистными сооружениями) можно легко определить по совмещенным графикам работы насосов первого и второго подъема (см. рис. II.6). Эта емкость будет, очевидно, выражаться площадью b или равной ей суммарной площадью a . Для случая равномерной круглосуточной работы насосов первого подъема и работы насосов второго подъема по графику на рис. II.4, a регулирующая емкость резервуара чистой воды в процентах от суточного расхода будет равна:

$$W_p = (4,17 - 2,5)4\% = 6,7\%.$$

Эта задача может быть решена также при помощи интегральных графиков.

Как было сказано, в резервуарах чистой воды обычно хранится также запас воды на тушение пожара, длительность которого принимается равной 3 ч (в отдельных случаях 2 ч). За это время пожарные насосы будут отбирать из резервуара полный пожарный расход (согласно нормам) $Q_{п}$, м³/ч и максимальный хозяйственно-питьевой расход $Q_{\max}$. За это время в резервуар будет поступать количество воды Q_1 , соответствующее графику работы насосов первого подъема.

Согласно СНиП, расход Q_1 может приниматься в расчет в том случае, если гарантирована бесперебойная подача воды насосной станцией первого подъема.

Тогда «пожарная емкость» резервуара (при трехчасовом запасе) будет:

$$W_{п} = 3Q_{п} + \Sigma Q_{\max} - 3Q_1,$$

где $\Sigma Q_{\max}$ — суммарный расход за 3 ч наибольшего водопотребления (по графику).

Кроме того, резервуар чистой воды обычно содержит запас воды на промывку фильтров и другие собственные нужды очистной станции $W_{ф}$. Тогда суммарная емкость резервуаров чистой воды будет:

$$W = W_p + W_{п} + W_{ф}.$$

СИСТЕМЫ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ (ВОДОПРОВОДНЫЕ СЕТИ И ВОДОВОДЫ)

Под системой подачи и распределения воды понимается комплекс водопроводных сооружений, включающий насосные станции, сети, водоводы и напорные регулирующие емкости, т. е. сооружений, осуществляющих подъем воды, ее транспортирование к снабжаемому объекту, распределение по территории объекта и раздачу потребителям, а также аккумулялирование воды.

Все перечисленные сооружения неразрывно связаны в своей работе, и их расчет может быть произведен только с учетом этой взаимосвязи.

В настоящем разделе рассматриваются основные вопросы проектирования и расчета транспортирующих воду сооружений (сетей и водоводов) с учетом их взаимосвязи с насосными станциями и регулирующими емкостями.

Глава 5

ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ И ВОДОВОДОВ

§ 16. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ВОДОПРОВОДНЫМ СЕТЯМ. ТИПЫ СЕТЕЙ

Водопроводная сеть является одним из основных элементов системы водоснабжения и неразрывно связана в работе с водоводами, насосными станциями, подающими воду в сеть, а также с регулирующими емкостями (резервуарами и башнями).

Водопроводная сеть должна удовлетворять следующим основным требованиям:

а) обеспечивать подачу заданных количеств воды к местам ее потребления под требуемым напором;

б) обладать достаточной степенью надежности и бесперебойности снабжения водой потребителей.

Кроме того, выполняя поставленные требования, сеть должна быть запроектирована наиболее экономично, т. е. обеспечивать наименьшую величину приведенных затрат на строительство и эксплуатацию как самой сети, так и неразрывно связанных с ней в работе других сооружений системы.

Выполнение этих требований достигается правильным выбором конфигурации сети и материала труб, а также правильным определением диаметров труб с технической и экономической точки зрения.

Первой задачей, которую решают при проектировании сети, является ее трассировка, т. е. придание ей определенной геометрической формы в плане.

Расположение линий водопроводной сети зависит:

1) от характера планировки снабжаемого водой объекта, разме-

щения отдельных потребителей воды, расположения проездов, формы и размеров жилых кварталов, цехов, зеленых насаждений и т. д.;

2) от наличия естественных и искусственных препятствий для прокладки труб (рек, каналов, оврагов, железнодорожных путей и т. п.);

3) от рельефа местности.

В практике водоснабжения используют два основных вида сетей: разветвленные, или тупиковые (рис. III.1), и кольцевые (рис. III.2). Последние представляют собой систему смежных замкнутых контуров или колец.

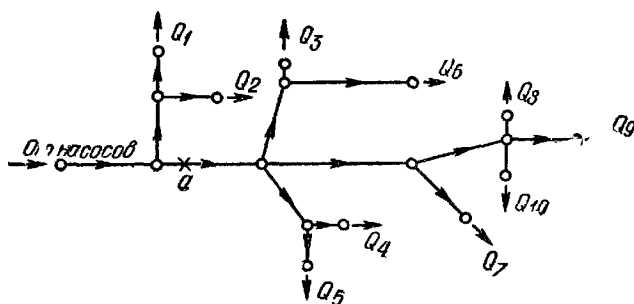


Рис. III.1

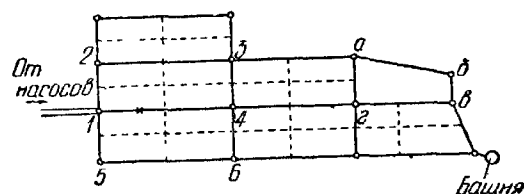


Рис. III.2

Подача воды в заданных количествах в любую точку территории объекта водоснабжения может быть осуществлена как по разветвленной, так и по кольцевой сети. Однако в отношении надежности и обеспечения бесперебойной подачи воды потребителям эти типы сетей далеко не равноценны. Авария и выключение на ремонт любого участка разветвленной сети ведут к прекращению подачи воды всем потребителям, расположенным ниже места аварии по направлению движения воды. В кольцевой сети при аварии (и выключении) любого ее участка вода может быть подана в обход по параллельно расположенным линиям. При этом нарушается снабжение водой только тех потребителей, которые присоединены к выключенному участку.

Кольцевая форма сети в известной мере парализует действие гидравлических ударов, которые иногда возникают в водопроводных сетях.

В то же время общая протяженность кольцевой сети всегда больше, чем разветвленной (для того же объекта), и поэтому строительная стоимость кольцевой сети выше.

Для большинства объектов водоснабжения — как городов, так и промышленных предприятий — в соответствии с их требованиями к надежности систем подачи воды устраивают кольцевые сети.

Разветвленные сети могут быть допущены в отдельных случаях в небольших поселковых водопроводах и водопроводах сельских местностей (использующих пожарные водоемы на территории поселка) и для снабжения водой тех производственных потребителей, которые допускают перерывы в снабжении водой.

Кроме того, разветвленные сети часто используют в крупных районных водопроводах, снабжающих ряд объектов, отстоящих друг от друга на значительные расстояния. В таких системах надежность водоснабжения обеспечивается наличием местных резервуаров достаточной емкости.

Более экономично требуемая надежность таких систем может быть обеспечена не устройством кольцевой сети, а созданием достаточных резервных емкостей у отдельных потребителей.

В городских водопроводах для подачи воды к домовым ответвлениям водопроводные линии приходится прокладывать почти по каж-

дому проезду и по каждой улице, поэтому сеть в целом принимает форму смежных замкнутых контуров (колец), определяемую в основном планировкой города. При этом в отношении транспортирования воды не все линии сети равноценны. В любой кольцевой сети можно наметить основные направления движения воды, определяемые формой территории объекта, а также местами расположения точек питания (точек присоединения к сети водоводов и водонапорных башен) и крупнейших потребителей воды.

Из общей массы линий, составляющих водопроводную сеть, обычно выделяется система так называемых магистральных линий, основной задачей которых является транспортирование воды транзитом в более удаленные районы снабжаемой территории. Магистралы выбираются из числа линий, идущих в направлении движения основных масс воды (сплошные линии на рис. III.2).

При трассировке магистралей стремятся к тому, чтобы подача воды в отдельные районы города и к отдельным крупным потребителям происходила кратчайшим путем.

Система основных транзитных магистралей соединяется рядом поперечных соединительных линий (перемычек) также магистрального значения, служащих для выравнивания загрузки основных продольных магистралей и обеспечения надежности работы системы. В случае аварии на одной из магистральных линий кольцевой сети вода по соединительным ветвям поступает в другую параллельную магистраль.

Остальные линии, присоединенные к магистральной сети и получающие воду из нее (пунктирные линии на рис. III.2), составляют так называемую распределительную сеть. Основная задача этой сети — непосредственная подача воды к отдельным домовым ответвлениям, а также подвод воды к пожарным гидрантам во время пожара.

Рассчитывают обычно лишь сеть магистральных линий. Что касается линий распределительной сети, то их диаметры принимают в зависимости от размеров пожарного расхода. Магистральные линии наряду с транспортированием воды в удаленные районы снабжают ею также и непосредственно примыкающие к ним кварталы.

Что касается наружных сетей производственных водопроводов, то обычно нет оснований делить их на магистральные и распределительные, и вся запроектированная сеть полностью подвергается расчету.

Известное влияние на выбор трассы магистралей оказывает рельеф местности. Магистральные линии по возможности следует прокладывать по наиболее возвышенным точкам территории. При этих условиях наличие достаточных свободных напоров в магистральной сети обеспечивает создание достаточных напоров и в распределительной (нерассчитываемой) сети, питающейся от магистральной и располагаемой на более низких отметках. Такая прокладка магистралей обеспечивает также относительно меньшее давление в трубах больших диаметров.

Места расположения регулирующих емкостей (определяемые в зависимости от рельефа местности) также оказывают влияние на выбор трассы магистральной сети.

§ 17. ОТБОР ВОДЫ ИЗ СЕТИ

Для расчета водопроводной сети, т. е. определения диаметров ее отдельных участков (линий), необходимо не только знать форму (конфигурацию) сети и протяженность всех ее линий, но также знать или наметить места (точки) и величины подач и отборов воды.

Имея общую схему расположения основных сооружений системы водоснабжения и приняв определенный суточный график водопотребления, можно относительно легко наметить точки сети, в которые подается вода от водопитателей, и количества подаваемой воды для отдельных расчетных моментов работы системы.

Значительно сложнее обстоит дело с отборами воды из сети (для нужд потребителей).

Только в тех случаях, когда сеть снабжает водой относительно небольшое число потребителей, забирающих определенное количество

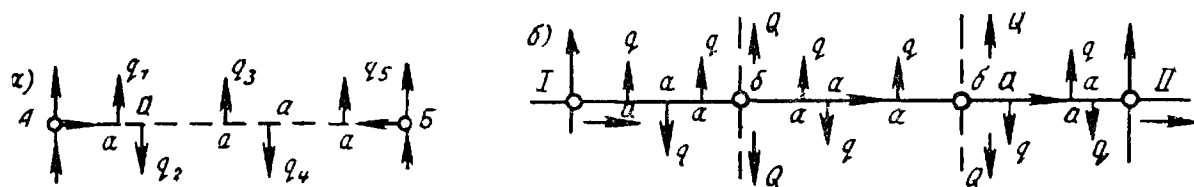


Рис. III.3

воды в единицу времени, можно получить ясную и точную схему отбора воды. Подобная картина часто встречается в системах водоснабжения промышленных предприятий, где отбор воды из сети производится относительно небольшим числом цехов.

Из городской водопроводной сети вода подается потребителям через весьма многочисленные домовые ответвления, присоединяемые к трубам уличной сети на различных расстояниях друг от друга.

Рассмотрим один из участков¹ распределительной сети (между узловыми точками А и В на рис. III.3, а). К этому участку в отдельных точках a присоединены домовые ответвления, по которым подаются различные расходы воды q_i . Подобная картина водоразбора будет на всех участках распределительной сети.

Участок магистральной сети I—II (рис. III.3, б) снабжает (кроме домовых ответвлений) присоединенные к нему линии распределительной сети. Ввиду наличия двух категорий сосредоточенных расходов — расходов домовых присоединений q в точках a и значительно больших расходов Q в точках присоединения распределительных линий b — схема водоразбора на отдельных участках магистральной сети будет еще сложнее.

Кроме того, проектировщик может знать (наметить) для отдельных расчетных моментов работы системы лишь общие количества воды, отбираемой из сети на бытовые нужды населения.

Между тем в каждой действительной точке отбора воды в домовые водопроводы будет свой (особый) график водопотребления.

Такова фактическая картина расходования воды в городской сети. Учет действительных сосредоточенных расходов воды (незначительных по величине и часто меняющихся) во всех домовых ответвлениях даже для небольших городов и поселков представляет задачу, практически неосуществимую.

Поэтому в городских (и поселковых) водопроводах мы вынуждены принимать упрощенную расчетную схему водоразбора, допуская условно, что подаваемая в сеть вода расходуется равномерно по длине сети и, следовательно, количество воды, отдаваемой каждым участком, пропорционально его длине.

¹ Участком сети будем называть линию между двумя соседними узлами сети.

Расход, приходящийся на единицу длины сети, называют удельным расходом

$$q_{\text{уд}} = \frac{Q}{\Sigma l}.$$

где Q — общий расход (отдача) воды сетью в л/с*;

Σl — суммарная длина линий, отдающих воду (в м или км).

Так как обычно рассчитывается только магистральная сеть, то в Σl входят длины только магистральных линий. В Σl не следует включать длины магистралей, которые служат для транспортирования, а не для раздачи воды, например линий, идущих по незастроенной и не подлежащей застройке территории, по мостам, по площадям и т. д.

Величина удельного расхода изменяется в соответствии с графиком водопотребления и, следовательно, будет различна для отдельных расчетных случаев.

В городах с различной плотностью населения в отдельных районах удельные расходы должны быть вычислены для каждого района.

Таким образом, в городских и поселковых сетях большое число действительных точек отбора воды при расчете сети заменяется «водоразборными участками», и общий расход воды в городе условно разносится по отдельным участкам магистральной сети пропорционально их длине.

Расход воды, отдаваемой каждым участком (или так называемый «путевой» расход участка), определяется формулой

$$Q_{\text{п}} = q_{\text{уд}} l.$$

Очевидно, сумма всех путевых расходов и расходов, сосредоточенных в отдельных точках (крупные потребители), должна равняться полному расходу, подаваемому в сеть в расчетный момент.

Диаметр каждого участка определяется по его «расчетному» расходу.

В соответствии с изложенной условной схемой отбора воды из сети городских водопроводов на каждом участке рассчитываемой сети мы будем иметь два вида расходов: расход, который проходит транзитом по всей длине данного участка и поступает в следующий участок («транзитный» расход $Q_{\text{тр}}$), и «путевой» расход $Q_{\text{п}}$, равный суммарной раздаче воды в пределах данного участка.

На рис. III.4 показана диаграмма изменения расходов по длине участка.

В начальную точку участка A поступает полный расход Q ; путевой расход $Q_{\text{п}}$ раздается равномерно по длине участка, а транзитный $Q_{\text{тр}}$ передается далее в конечную точку B .

При такой схеме через различные поперечные сечения рассматриваемого участка будут проходить различные (постепенно уменьшающиеся) количества воды, т. е. различные расчетные расходы.

Если считать, что в пределах каждого отдельного участка должны быть уложены трубы одного диаметра (что обычно имеет место), то, очевидно, надо найти некоторый расчетный расход (постоянный для всего участка), по которому может быть определен диаметр труб.

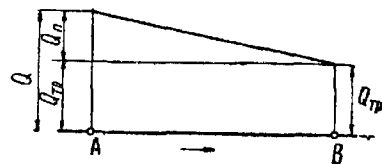


Рис. III.4

* При этом из расхода Q вычитаются расходы воды наиболее крупными потребителями (отдельными промышленными предприятиями, забирающими воду из сети, банями, прачечными и др.), а также пожарные расходы. Эти расходы сосредоточиваются в соответствующих точках сети.

Такой расход должен быть эквивалентен принятому по схеме переменному расходу в отношении общих потерь напора на участке.

В частном случае, когда $Q_{\text{тп}}=0$,

$$Q = Q_{\text{тр}} = \text{const}$$

и диаметр труб определяется по этому постоянному расходу.

В другом частном случае, когда $Q_{\text{тр}}=0$,

$$Q = Q_{\text{п}},$$

т. е. расходы воды в сечениях участка на длине l изменяются по линейному закону в пределах от $Q=Q_{\text{п}}$ до нуля.

Для подобного случая в гидравлике дается выражение суммарных потерь напора на участке.

Эти потери при равномерной по длине раздаче расхода $Q_{\text{п}}$ в 3 раза меньше тех потерь напора, которые получаются на том же участке при пропуске по нему расхода $Q_{\text{п}}$ транзитом (т. е. если отдачу расхода $Q_{\text{п}}$ сосредоточить в конечной точке участка).

Эквивалентный расчетный расход в этом случае будет

$$Q_{\text{р}} = \frac{1}{\sqrt{3}} Q_{\text{п}} \approx 0,58 Q_{\text{п}} = 0,58 q_{\text{уд}} l.$$

Такая закономерность может быть только в конечных участках разветвленных сетей.

Для подавляющего большинства участков сети на потери напора будет влиять как равномерно распределенный по длине расход $Q_{\text{п}}$, так и условно сосредоточенный в конечной точке расход $Q_{\text{тр}}$.

При наличии этих двух видов расходов эквивалентный им расход может быть вычислен по формуле

$$Q_{\text{р}} = Q_{\text{тр}} + \alpha Q_{\text{п}}. \quad (\text{III } 1)$$

При равномерной раздаче воды по длине участка (предусматриваемой условной схемой водоотдачи) значение коэффициента α зависит от соотношения транзитного и путевого расходов участка и для широкого диапазона этих соотношений лежит в пределах от 0,5 до 0,58.

Тот факт, что в действительности мы имеем не непрерывное, а сосредоточенное в нескольких определенных точках (ответвлениях) расходование воды, также влияет на значение коэффициента α .

Обычно для расчетов принимают упрощенную формулу при $\alpha=0,5$, т. е.

$$Q_{\text{р}} = Q_{\text{тр}} + 0,5 Q_{\text{п}}. \quad (\text{III } 1a)$$

Эта формула дает относительно небольшие отклонения от истины (за исключением тупиковых участков при $Q_{\text{тр}}=0$, где, однако, потери напора несущественны по абсолютному значению).

При отсутствии путевого расхода $Q_{\text{р}}=Q_{\text{тр}}$; при отсутствии транзитного расхода $Q_{\text{р}}=0,5 Q_{\text{п}}$.

Приведенная формула позволяет очень просто заменить все путевые расходы эквивалентными им узловыми.

Если в каждом узле сети сосредоточить некоторый (фиктивный) расход, равный полусумме путевых расходов участков, примыкающих к этому узлу, то мы получим такую условную схему отбора воды, при которой вся отдача происходит в узлах сети. Такая схема позволяет легко получать в соответствии с формулой (III.1a) значения расчетных расходов участков, уже не считаясь с путевыми расходами. При подобной условной расчетной схеме водоотдачи все расчетные расходы участков становятся равными их транзитным расходам.

Для определения величины транзитных расходов, очевидно, необходимо предварительно принять желательное направление движения потоков воды по сети и величины этих потоков, т. е. решить задачу «начального потокораспределения» (см. § 22).

При расчете водопроводных сетей обычно делается еще одно допущение, позволяющее значительно упростить расчетную схему отбора воды. Потребители отбирают воду через различные водоразборные краны. При определенной степени открытия данного крана расход воды из него будет зависеть от величины давления в водопроводной сети в точке присоединения к ней внутреннего водопровода. Но давление в водопроводной сети меняется непрерывно в зависимости от числа, мест расположения и размеров отборов в сети, происходящих в данный момент времени. В водопроводах населенных мест процесс отбора воды в различных точках городской сети, очевидно, не подчиняется никакой закономерности и не может быть учтен при расчете сети. В силу этого в расчетной схеме отбора воды из сети условно предполагается, что все подобные отборы (приведенные в конечном результате к узловым расходам) не зависят от изменений давления в сети, и все узловые расходы принимаются «фиксированными» для каждого расчетного случая¹.

Одновременно в расчетной схеме сети остаются некоторые «нефиксированные» отборы, т. е. такие отборы, величина которых значительна и может быть выражена в зависимости от давления в сети. К таким «нефиксированным» отборам относятся поступления воды из сети в напорные регулирующие емкости (в периоды их пополнения), отборы воды из сети насосными станциями подкачки и другие специальные виды отборов воды.

При поверочном расчете сети необходимо иметь напорно-расходные характеристики $H=f(Q)$ для всех нефиксированных отборов.

§ 18. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИАМЕТРОВ ВОДОПРОВОДНЫХ ЛИНИЙ ПРИ ЗАДАННОМ РАСЧЕТНОМ РАСХОДЕ

В качестве водопроводных линий, имеющих на всем своем протяжении определенный заданный расход, могут рассматриваться как водоводы, так и (условно) отдельные участки водопроводных сетей.

Гидравлика дает следующую зависимость между расходом Q , площадью живого сечения напорной цилиндрической трубы ω и средней скоростью движения v :

$$Q = \omega v = \frac{\pi d^2}{4} v,$$

где d — внутренний диаметр трубы.
Отсюда

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}.$$

Очевидно, что для определения диаметра трубы кроме расчетного расхода необходимо знать также (или задать) скорость v .

Практически не представляется возможным установить какие-ли-

¹ Следует отметить, что определенная стабилизация отборов производится самими потребителями. При повышенных давлениях в сети они уменьшают степень открытия водопроводных кранов, а при пониженных давлениях, наоборот, увеличивают степень их открытия, чтобы получить нужную (привычную) интенсивность истечения воды.

бо обоснованные пределы колебания расчетной скорости движения воды в трубах исходя из чисто технических соображений. Между тем, анализируя приведенную зависимость, можно легко видеть, что изменение скорости v (при заданном расчетном расходе) существенно влияет на экономические показатели системы водоснабжения.

Рассмотрим случай подачи воды в количестве Q м³/с насосами в водонапорную башню по водоводу длиной l . Геометрическая высота подъема воды H_0 (рис. III.5).

Из приведенной выше формулы видно, что с увеличением v диаметр водовода уменьшается, что обуславливает снижение его строительной стоимости.

Увеличение скорости влечет за собой увеличение потерь напора в водоводе. Как известно из гидравлики, потери напора h в напорных линиях выражаются формулой

$$h = \lambda \frac{v^2 l}{2g}.$$

Увеличение потерь напора увеличивает высоту подачи воды насосом H ; соответственно возрастает требуемая мощность насосной станции

$$N = \frac{Q(H_0 + h)}{102 \eta}$$

и количество энергии, затрачиваемой на подъем воды.

Таким образом, при заданном расходе подаваемой воды уменьшение расчетной скорости v ведет к увеличению затрат на строительство водовода и уменьшению эксплуатационных затрат, связанных с подъемом воды (т. е. стоимости затрачиваемой электроэнергии).

Наоборот, при больших v увеличивается стоимость расходуемой энергии и снижается стоимость строительства.

Система водоснабжения, как и всякое сооружение, должна быть запроектирована наиболее экономично. Правильный с экономической точки зрения расчет водопроводных линий должен учитывать взаимосвязь их работы с работой насосных станций и обеспечивать экономически наивыгоднейшее решение этого комплекса. Таким образом, задача определения диаметров труб водоводов и линий сети может быть разумно решена только в результате учета требований экономики. Эта задача является по своему существу задачей технико-экономической. Схема решения подобных задач может быть представлена следующим образом.

Обозначив через $C_{ст}$ стоимость строительства водопроводной линии и через $C_э$ стоимость ее эксплуатации за год, получим общие суммарные затраты за некоторый срок t : $W_{общ} = C_{ст} + tC_э$. В эксплуатационные затраты $C_э$ входят стоимость ремонтных работ (которая зависит от $C_{ст}$ и может быть выражена как $pC_{ст}$) и стоимость энергии, затрачиваемой на подъем воды, $C'_э$. Обе эти величины зависят от диаметра линии или (при заданном расходе) от скорости движения воды v . Стоимость содержания эксплуатационного персонала не зависит фактически от d или v (при широком диапазоне изменения этих величин) и может не учитываться.

Следовательно, можно написать, что

$$W_{общ} = C_{ст} + t(pC_{ст} + C'_э).$$

Отсюда приведенные затраты (затраты на строительство и эксплуатацию, условно приведенные к одному году)

$$W = \frac{1}{t} W_{общ} = \left(\frac{1}{t} + p \right) C_{ст} + C'_э.$$

Эта величина может быть выражена в функции расчетной скорости v или непосредственно в функции диаметра трубы d . При увеличении d (уменьшении v) первое слагаемое возрастает, а второе уменьшается, и наоборот. Характер изменений ежегодных отчислений со строительной стоимости $[(1/t) + p]C_{\text{ст}}$, стоимости энергии $C'_э$, а также приведенных затрат W в функции v схематически показан на рис. III.6, а и в функции d — на рис. III.6, б. Значения экономически наивыгоднейшей скорости или экономически наивыгоднейшего диаметра определяются величинами абсцисс тех точек кривых W , которые соответствуют их наименьшим ординатам.

Как будет показано в главе 7, экономически наивыгоднейшие диаметры водопроводных линий могут быть непосредственно определены в зависимости от заданного расхода.

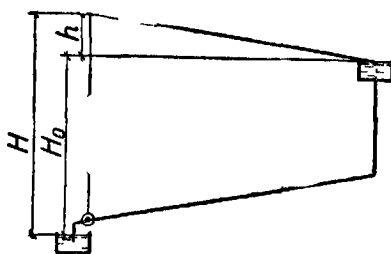
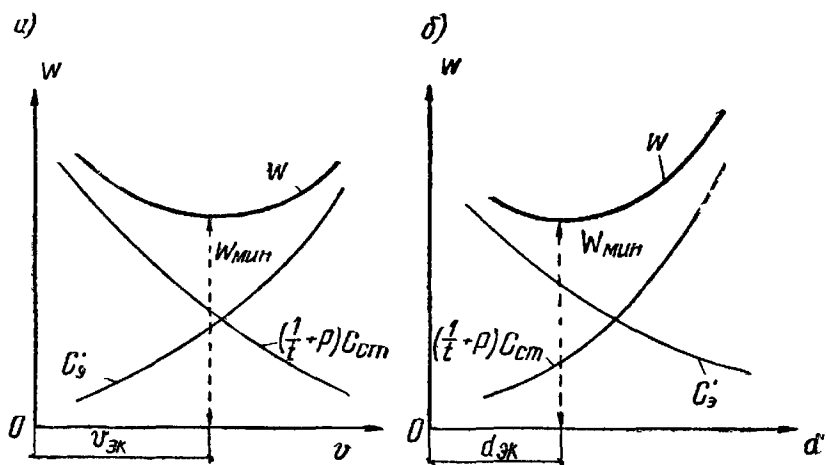


Рис III 5

Рис. III 6



Формула для определения экономически наивыгоднейшего диаметра отдельных независимо работающих линий имеет следующий вид:

$$d_{\text{эк}} = \mathcal{E}^x Q^y,$$

где $\mathcal{E}$ — «экономический фактор», который содержит ряд экономических показателей (включая стоимость энергии, стоимость труб и их укладки и т. п.); для обычных условий значение $\mathcal{E}$ лежит в пределах от 0,5 до 1;

Q — расчетный расход линии. При работе труб в квадратичной области сопротивлений $y = 3\chi$.

Эта формула может быть получена как частный случай из более общих формул, приведенных в главе 7. Там же приводятся методы определения величины экономического фактора.

В практике проектирования для определения экономически наивыгоднейших диаметров труб используют также некоторые средние значения экономически наивыгоднейших скоростей $v_{\text{эк}}$. Эти скорости будут больше для больших и меньше для малых диаметров.

Далее в главе 7 будет показано, что единой экономически наивыгоднейшей скорости для всех линий одной сети установить вообще нельзя. Экономически наивыгоднейшая скорость для отдельных участков данной сети различна и зависит не только от расчетного расхода данной линии, но и от полного расхода, подаваемого в сеть, расположения данного участка в сети и от конфигурации самой сети.

Так как водопроводные трубы изготавливаются определенных стандартных диаметров, практически приходится принимать в качестве

экономически наивыгоднейшего диаметра стандартный диаметр, ближайший к полученному по приведенной формуле.

Для определения экономически наивыгоднейших диаметров весьма удобно пользоваться таблицами «предельных экономических расходов». Понятие предельных экономических расходов введено проф. Л. Ф. Мошным. Под предельными экономическими расходами понимаются граничные (наибольшие и наименьшие) значения расходов, при которых данный стандартный диаметр будет более выгоден, чем другие (при данном значении экономического фактора).

В приложении I дана таблица предельных экономических расходов для чугунных водопроводных труб при значениях экономического фактора 0,5; 0,75 и 1.

При расчете сетей приходится определять диаметры участков сети, а не независимо работающих линий. Как показано в главе 7, на значение экономически наивыгоднейшего диаметра участка сети влияет не только его расчетный расход q_{i-1} , но и общий расход Q , подаваемый в сеть насосной станцией, а также роль данного участка в работе сети. Поэтому экономически наивыгоднейшие диаметры участков сети следует выбирать (при пользовании таблицей предельных экономических расходов приложения I) по так называемым «приведенным» расходам, учитывающим все сказанное и определяемым по формуле (см. § 29):

$$q'_{i-k} = \left(\frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_{\text{табл}}} \cdot \frac{Q x_{i-k}}{q_{i-k}} \right)^{1/3} q_{i-k},$$

где $\mathcal{E}$ и $\mathcal{E}_{\text{табл}}$ — экономический фактор, соответственно определенный для проектируемой системы и принятый при составлении таблицы (см. приложение I).

Коэффициент x_{i-k} , характеризующий роль данного участка в работе сети, при приближенных расчетах может рассматриваться как $1/n$ суммарного расхода, идущего по n параллельно включенным магистральям (в одну из которых входит рассматриваемый участок). Такой приближенный способ определения диаметров применен в примере расчета сети в § 24.

При пропуске через сеть пожарного расхода допускается повышение скоростей и потерь напора сверх экономически наивыгоднейших. Пожар продолжается в течение сравнительно небольшого времени, и работа сети во время пожара не может существенно отразиться на экономике системы.

§ 19. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТЕРЬ НАПОРА В ТРУБАХ

Теория движения жидкости по напорным трубопроводам и гидравлических сопротивлений в трубах рассматривается в курсе гидравлики.

Потери напора на трение в трубах могут быть выражены через скорость или расход формулами:

$$h = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \text{ и } h = k \frac{Q^2 l}{d^5},$$

где l — длина трубы;
 d — ее диаметр;
 v — скорость потока;
 Q — расход в трубе;

λ и k — коэффициенты потерь напора ($k = \frac{8\lambda}{g\pi^2} \approx 0,083\lambda$).

Величины λ и k зависят от режима движения жидкости (области гидравлических сопротивлений) и определяются по эмпирическим формулам, выведенным на основании опытов с трубами различных типов и материалов. В течение ряда лет в нашей практике проектирования широко использовалась формула акад. Н. Н. Павловского, выведенная для области квадратичного сопротивления.

Во ВНИИ ВОДГЕО д-ром техн. наук Ф. А. Шевелевым начиная с 1950 г. проводились обширные лабораторные и натурные исследования по определению сопротивлений в чугунных, стальных и асбестоцементных водопроводных трубах. Исследованиями было установлено, что новые металлические трубы при используемых в водопроводной практике скоростях всегда будут работать в переходной области. Трубы, бывшие в употреблении, при скоростях $v \geq 1,2$ м/с работают в квадратичной области и при скоростях $v < 1,2$ м/с — в переходной области.

Для бывших в употреблении стальных и чугунных труб Ф. А. Шевелевым предложены следующие формулы для определения потерь напора на единицу длины:

при $v \geq 1,2$ м/с (квадратичная область)

$$i = 0,00107 \frac{v^2}{d^{1,3}};$$

при $v < 1,2$ м/с (переходная область)

$$i = 0,000912 \frac{v^2}{d^{1,3}} \left(1 + \frac{0,867}{v} \right)^{0,3}.$$

По этим формулам составлены расчетные таблицы, облегчающие ведение расчета¹.

Во всех случаях, когда не предполагается проведение специальных мероприятий по предохранению от коррозии внутренней поверхности стенок труб, потери напора при проектировании водопроводных сетей следует определять по формулам для труб, бывших в употреблении.

При расчете водопроводных сетей для определения потерь напора весьма удобно пользоваться формулами вида:

$$h = sQ^2,$$

где s — сопротивление трубы, равное $s_0 l$ (здесь s_0 — удельное сопротивление, l — длина трубы).

При работе труб в квадратичной области удельное сопротивление $s_0 = k/d^m$ зависит не от скорости или расхода, а лишь от диаметра трубы и шероховатости поверхности ее стенок (характеризуемой коэффициентами k или λ).

В приложении II (табл. 1 и 2) даны удельные сопротивления, вычисленные по указанным формулам для чугунных и стальных труб или их работе в квадратичной области.

При работе труб в переходной области значения k , а следовательно, значения s_0 и s зависят от скорости (или, что то же, от расхода).

Выражение для s в этом случае содержит в знаменателе расход в

¹ «Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб». Ф. А. Шевелев (ВНИИ ВОДГЕО). М., Стройиздат, 1973.

некоторой дробной степени. Поэтому для переходной области в общем виде

$$h = s' Q^\beta = s'_0 l Q^\beta,$$

где $\beta < 2$.

В формуле такого вида удельные сопротивления s' , (так же, как и в квадратичных формулах) зависят только от диаметра и шероховатости поверхности стенок, так как влияние скорости учтено в значении показателя степени β . Для непосредственных расчетов такие формулы неудобны, так как требуют возведения в дробную степень.

Для упрощения вычислений можно и для переходной области определять потери напора по формуле вида

$$h = S Q^2 = s_0 l Q^2,$$

но тогда величины s_0 , найденные из табл. 1 и 2 приложения II, необходимо при скоростях движения воды, меньших 1,2 м/с, умножать на некоторый поправочный коэффициент

$$\delta_1 = 0,852 \left(1 + \frac{0,867}{v} \right)^{0,3}.$$

Значения δ_1 даны в табл. 3 приложения II.

При решении практических задач по определению потерь напора в водопроводных линиях следует также иметь в виду, что чугунные трубы изготавливаются различных классов, отличающихся толщиной стенок.

Стальные трубы средних и больших диаметров изготавливаются также с различной толщиной стенок, причем изменение толщины стенок отражается на внутреннем диаметре трубы.

Для определения потерь напора в асбестоцементных трубах, которые практически всегда работают в переходной области, Ф. А. Шевелевым предложена формула

$$i = 0,000561 \frac{v^2}{d^{1,19}} \left(1 + \frac{3,51}{v} \right)^{0,19}.$$

По этой формуле также составлены полные расчетные таблицы (см. сноску на стр. 63).

В табл. 4 приложения II приведены значения удельных сопротивлений s_0 (для формулы вида $h = s l Q^2$) для асбестоцементных труб различных классов при скорости движения воды $v = 1$ м/с, а в табл. 5 — значения поправочных коэффициентов δ_2 для скоростей, отличных от 1 м/с.

Приведенные здесь формулы и система предложенных поправочных коэффициентов дают возможность определять величину удельных гидравлических сопротивлений s_0 и при известных длинах линий их полные гидравлические сопротивления, т. е. величины, широко используемые ниже в формуле вида $h = s Q$ (при изложении теории расчета водопроводных сетей).

Для определения потерь напора в пластмассовых трубах отечественного изготовления Ф. А. Шевелевым предложена формула

$$i = 0,000685 \frac{v^{1,774}}{d_p^{1,226}}$$

с учетом возможных отклонений качества укладки и монтажа трубопроводов в производственных условиях от лабораторных условий.

Тогда величина удельного сопротивления для таких труб будет:

$$s_0 = \frac{0,00111}{v^{0,226} d_p^{5,226}}.$$

В таблицах Ф. А. Шевелева даются значения s_0 для $v=1$ м/с и поправочные коэффициенты для s_0 при скоростях движения, отличных от 1 м/с.

Глава 6

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ И МЕТОДЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

§ 20. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ ИХ РАСЧЕТЕ

Как было ранее сказано, водопроводная сеть в зависимости от планировки снабжаемого объекта и взаимного расположения насосных станций и резервуаров может иметь различные геометрические очертания.

Изучение некоторых геометрических свойств сети позволяет установить необходимые для ее расчета взаимоотношения между ее элементами и оценить ряд важных показателей работы сети, в частности ее надежность.

Для анализа геометрических свойств сети может быть использован ряд основных положений теории графов.

Система водопроводной сети и примыкающих к ней водоводов и ответвлений представляет собой конечный связный граф, т. е. структуру, состоящую из конечного числа вершин (узлов), связанных между собой ребрами (линиями, участками). В связном графе каждая его вершина соединяется некоторой цепью ребер с любой другой вершиной.

Ребро, удаление которого нарушает связность графа, называют связывающим ребром (например, ребро 4—5 на рис. III.7).

Узел, удаление которого приводит к нарушению связности графа, называют точкой сочленения (например, узел 11 на рис. III.7).

Большинство водопроводных сетей представляет собой плоский граф, т. е. такой, ребра которого пересекаются только в его узлах.

Число ребер, примыкающих к узлу, определяет его степень.

Рассматривая с указанных позиций водопроводные сети двух основных типов (см. рис. III.1 и III.2), можно прийти к следующим выводам.

В разветвленной сети любые ее два узла можно соединить только одной определенной цепочкой ребер (участков). Все участки разветвленной сети являются связывающими; все узлы разветвленной сети (кроме конечных) являются точками сочленения.

В кольцевой сети любые ее два узла могут быть соединены несколькими различными цепочками ребер (не менее чем двумя): Две любые цепочки (например, 1—2—3—4 и 1—5—6—4), соединяющие какие-либо два узла (например 1 и 4) кольцевой сети, образуют замкнутый путь (цикл) или кольцо (например, 1—2—3—4—6—5—1 на рис. III.2).

Разветвленная сеть циклов не содержит.

Цикл, который не пересекается никакими ребрами, носит назва-

ние элементарного (минимального) цикла или элементарного кольца (например, кольцо $a b в г$ на рис. III.2).

Смешанные сети имеют свойства как кольцевых, так и разветвленных сетей.

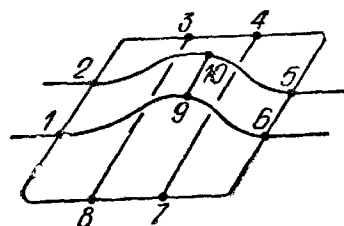
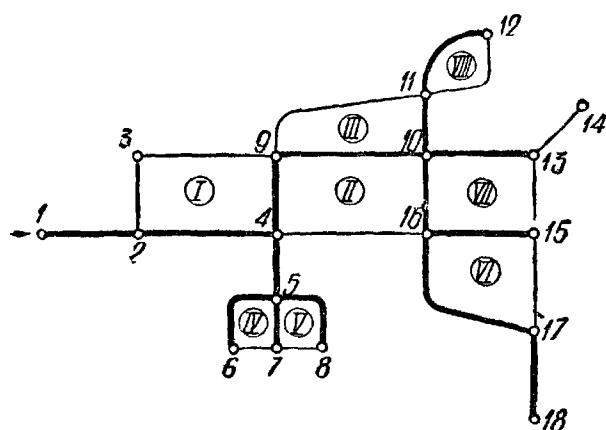


Рис. III.8

Рис. III.7

Для плоской сети любого типа может быть установлено следующее соотношение между числом ее участков p , узлов m и элементарных колец n :

$$p = n + m - 1,$$

или

$$n = p - m + 1.$$

Это соотношение может быть получено как следствие теоремы Эйлера о многогранниках.

Для разветвленной сети $n=0$ и, следовательно,

$$p = m - 1,$$

т. е. число узлов всегда на единицу меньше числа участков.

Очевидно, что для превращения кольцевой сети в разветвленную необходимо удалить n ее участков (по одному из каждого кольца). Полученная таким образом сеть называется «деревом» кольцевой сети. Из каждой кольцевой сети можно получить много вариантов дерева. Число вершин дерева всегда остается равным числу вершин соответствующей кольцевой сети.

В практике встречаются водопроводные сети, представляющие собой пространственный граф, который не может быть уложен на плоскость. Например, при пересечении в плане водопроводных линий, прокладываемых (расположенных) фактически в разных плоскостях, одни трубы проходят по виадуку (или мосту) над улицей, вдоль которой идут другие трубы. Иногда трубы каждой из этих категорий соединяют между собой перемычками (9—10 на рис. III.8).

Для пространственной сети соотношение между числом ее участков p и узлов m выражается так:

$$p - m + 1 = v,$$

где v — так называемое цикломатическое число; всегда $v \leq n$.

Во многих пространственных сетях (содержащих циклы) $v < n$.

§ 21. ОБЩАЯ ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ О РАСЧЕТЕ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

Целью расчета сети является определение экономически наиболее выгодных диаметров труб всех ее участков и потерь напора в них. Однако сеть нельзя рассчитывать изолированно от всего комплекса гидравлически взаимосвязанных сооружений системы подачи и распределения воды (насосных станций, водоводов и напорных аккумулирующих емкостей).

Само понятие экономически наиболее выгодного диаметра (см. § 18) возникло из рассмотрения условий совместной работы водопроводных линий и водопитателя (насосной станции), затрачивающего энергию на подъем воды.

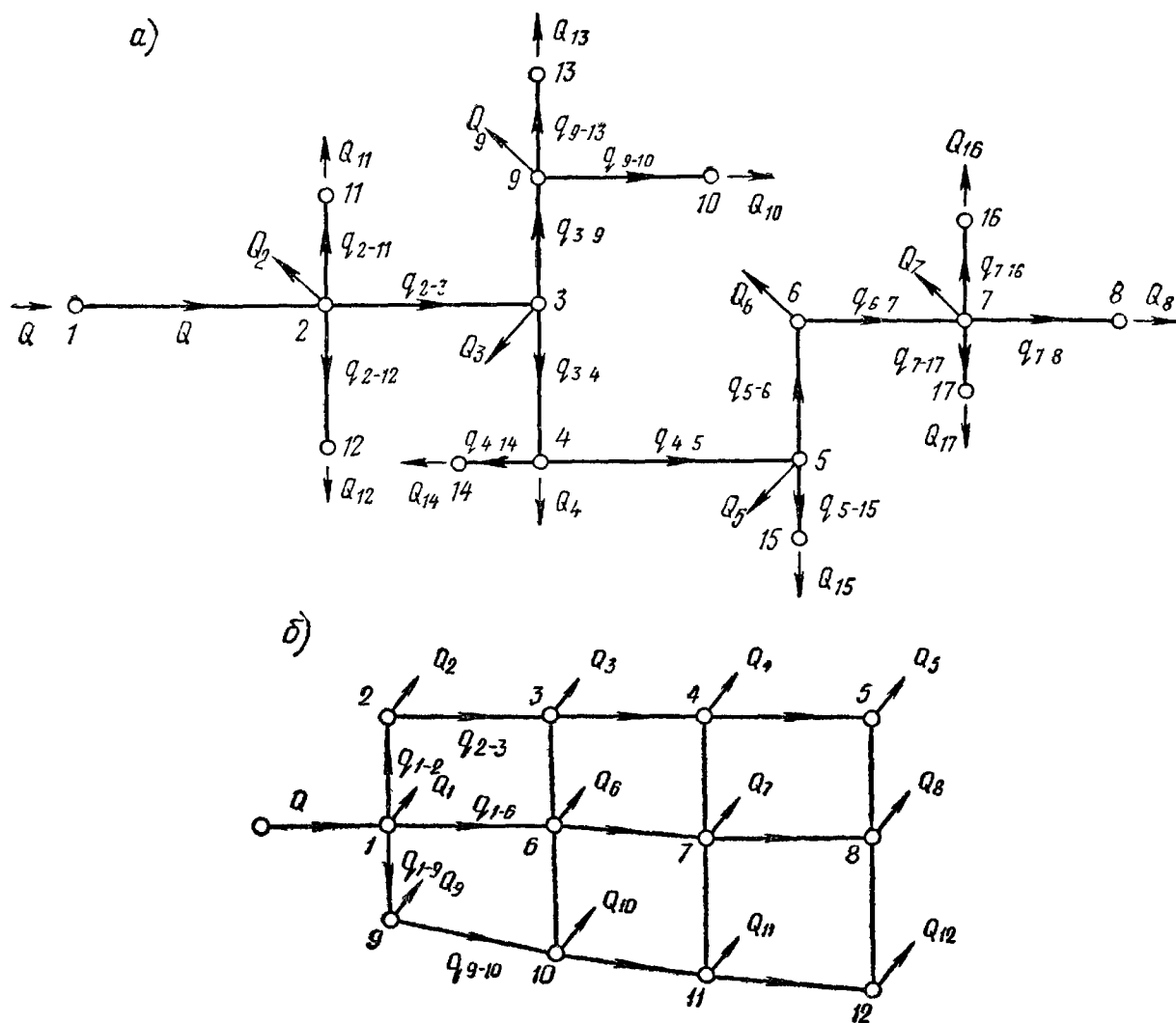


Рис. III.9

Основы полного технико-экономического расчета сетей приводятся далее, в главе 7.

В практике проектирования, как было сказано, для приближенного определения экономически наиболее выгодных диаметров участков сети эти участки можно рассматривать как независимо работающие линии. Тогда их диаметры определяются по формуле $d = \sqrt[3]{\Sigma Q}$ или по таблице предельных экономических расходов (приложение I).

При любых методах расчета для нахождения диаметров участков сети необходимо знать расчетные расходы в этих участках.

Для сети, которая подвергается расчету, всегда известны (заданы) ее конфигурация, длины участков и отборы воды в узлах — действительные или фиктивные (найденные в соответствии с указаниями § 17). Сети, подготовленные к расчету, показаны на рис. III.9.

При наличии одного водопитателя и отсутствии нефиксированных отборов (см. § 17) подача воды водопитателем будет также известна и равна сумме отборов Q_i .

Для нахождения расходов воды q_{i-k} в p участках сети могут быть использованы уравнения первого закона Кирхгофа, выражающие баланс расходов в узлах — «узловые уравнения»:

$$\Sigma q_{i-k} + Q_i = 0, \quad (\text{III } 2)$$

где i — номер узла.

При этом расходы, приходящие к узлу, условно считают положительными, а уходящие от узла (включая отбор) — отрицательными.

Число таких (независимых) уравнений для указанных условий питания сети будет $m - 1$, где m — число узлов сети.

Для одного из узлов уравнение баланса расходов превращается в тождество (так как сумма всех отборов известна и равна подаче Q).

Так как в разветвленной сети всегда $p = m - 1$, то очевидно, что указанного числа узловых уравнений достаточно для определения всех неизвестных q_{i-k} .

Таким образом, если в узлах разветвленной сети (с одним источником питания) заданы отборы воды, то расходы во всех ее участках (и по направлению, и по величине) определяются единственным возможным образом. Это является следствием того свойства разветвленной сети, что от любого ее узла до начального узла имеется только один возможный путь.

Легко видеть, что для сети на рис. III.9, а, идя от наиболее удаленного узла 8 к начальному узлу 1, можно путем последовательного сложения узловых отборов Q_i получить значения расходов q_{i-k} во всех участках сети. По этим расходам могут быть получены (приближенными или точными методами) искомые экономичные диаметры.

В кольцевых сетях значения расходов воды в участках должны удовлетворять одновременно не только уравнениям первого закона Кирхгофа [уравнениям (III.2)], но и уравнениям второго закона Кирхгофа.

Для гидравлических сетей, как известно, эти уравнения (контурные уравнения) выражают равенство нулю алгебраической суммы потерь напора в каждом из колец сети I :

$$(\sum s_{i-k} q_{i-k}^{\beta}) I = 0, \quad (III.3)$$

Число уравнений (III.3) равно числу элементарных колец сети n . Вместе с $m - 1$ узловыми уравнениями мы будем иметь $n + m - 1 = p$ уравнений для определения p неизвестных расходов в участках.

Из приведенной схемы кольцевой сети (рис. III.9, б) легко видеть, что при заданных узловых отборах можно найти неограниченное число вариантов значений расходов q_{i-k} , которые удовлетворяли бы уравнениям $\sum q_{i-k} + Q_i = 0$ во всех узлах. Это является следствием того, что в кольцевой сети между любыми двумя ее узлами можно наметить несколько путей.

Рассматривая систему уравнений (III.3), легко видеть, что кроме неизвестных расходов q_{i-k} в них входят также неизвестные диаметры участков d_{i-k} (так как величины s_{i-k} выражаются в функции диаметров). Таким образом, отыскивая расходы q_{i-k} , чтобы определить по ним диаметры, мы убеждаемся, что значения расходов q_{i-k} в участках кольцевой сети в свою очередь зависят от диаметров.

Это соответствует физическому смыслу законов движения воды в кольцевых сетях. Любые изменения диаметров любых участков кольцевой сети неизбежно вызывают перераспределение расходов во всей сети, т. е. изменение расходов во всех ее участках. При любом распределении расходов будут автоматически удовлетворяться уравнения и первого и второго закона Кирхгофа.

Для одновременного нахождения неизвестных q_{i-k} и d_{i-k} , т. е. всех $2p$ неизвестных, полученных систем уравнений (III.2) и (III.3) недостаточно.

Рассматривая пока задачу расчета сети без привлечения уравнений экономичности, т. е. не обращаясь к методам полного технико-эко-

номического расчета, приходим к заключению, что ее решение возможно лишь при условии, если мы предварительно зададимся значениями неизвестных q_{i-k} или d_{i-k} .

Трудно найти основания для сколько-нибудь разумного назначения диаметров при неизвестных расходах. Между тем для наметки предварительного распределения расходов по участкам сети, т. е. для нахождения расходов q_{i-k} (при пока неизвестных диаметрах), можно привести ряд существенных соображений и в основном соображений о необходимости обеспечения требуемой надежности сети (см. § 22).

В дальнейшем в главе 7 будет показано, что и в том случае, когда для определения экономически наивыгоднейших диаметров сети используются соответствующие системы экономических уравнений, все же необходимо задаваться значениями расходов воды в участках сети.

Таким образом, возникает ответственная задача обоснования выбора начального потокораспределения в кольцевых сетях (см. § 22). После выбора начального потокораспределения [с удовлетворением уравнений (III.2)] по полученным расходам в участках находят (по приближенным формулам) величины экономически наивыгоднейших диаметров.

Затем необходимо произвести перераспределение расходов по участкам сети при уже известных d_{i-k} (а следовательно, и s_{i-k}), с тем чтобы добиться удовлетворения не только уравнений (III.2), но и уравнений (III.3).

Такой расчет является по существу поверочным расчетом сети и носит название гидравлической увязки сети. Методы поверочного расчета сети при одном водопитателе и без нефиксированных отборов рассматриваются в § 24, а при нескольких водопитателях и нефиксированных отборах — в § 25. Наконец, в главе 7 даются основы полного технико-экономического расчета сетей.

§ 22. НАЧАЛЬНОЕ ПОТОКОРАСПРЕДЕЛЕНИЕ В КОЛЬЦЕВЫХ СЕТЯХ И ТРЕБОВАНИЯ НАДЕЖНОСТИ

Назначение (выбор) предварительного распределения расходов воды по участкам кольцевой сети является весьма ответственной задачей проектирования и расчета водопроводных сетей.

Как было указано, при заданной конфигурации сети, длинах ее линий, местах и величинах отборов воды из сети может быть намечено неограниченное число вариантов распределения расходов воды по ее участкам. При каждом из таких вариантов можно обеспечить заданные величины отборов воды и удовлетворить условия баланса расходов в узлах¹.

Одним из важнейших критериев для выбора рационального варианта распределения расходов в сети является требование надежности.

На первый взгляд казалось бы целесообразным попытаться выбрать такой вариант распределения расходов, при котором вода подавалась бы к точке каждого отбора возможно более коротким путем. Действительно, это обеспечило бы наименьшую длину и стоимость сети, но одновременно привело бы к превращению кольцевой сети в разветвленную, а такая сеть в отношении надежности является неприемлемой для большинства потребителей.

Кольцевание сети является основным мероприятием по обеспечению ее надежности.

¹ Об удовлетворении условий баланса потерь напора в кольцах на этой стадии проектирования не может быть речи, так как еще неизвестны диаметры труб.

Однако для того чтобы снижение подачи воды потребителям в результате возможных аварий на линиях сети было наименьшим, сеть должна не только иметь кольцевую форму, но и обеспечивать требуемую взаимозаменяемость ее параллельно включенных ветвей при аварии на одной из них.

Особенно важно обеспечить взаимозаменяемость соответствующих участков параллельно включенных основных транзитных магистралей (AB_1 , AB_2 и т. п. на рис. III.10).

Авария в точке M на головном участке Aa_2 одной из параллельных магистралей сети может вызвать значительное снижение подачи воды объекту в целом. Чтобы снизить влияние такой аварии, остальные участки должны иметь достаточную пропускную способность.

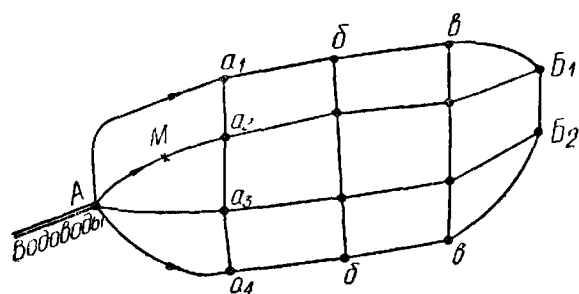


Рис. III.10

С этой целью при назначении начального потокораспределения общий расход воды, подаваемой в сеть, должен быть по возможности равномерно распределен между параллельными магистралями.

«Перемычки», соединяющие основные транзитные магистрали, при нормальной работе системы мало участвуют (или не участвуют)

в транзитной передаче воды и служат в основном для обеспечения водой потребителей, получающих воду непосредственно из этих линий (цепочки линий aa , bb , vv).

Однако при авариях на магистралях перемычки начинают работать, перебрасывая воду с одних транзитных магистралей на другие (в обход выключенного поврежденного участка).

Сеть должна быть проверена на выполнение требований по подаче воды в периоды аварии. Для этого кроме основной схемы потокораспределения для условий нормальной работы сети необходимо составлять еще схемы распределения расходов для наиболее опасных возможных аварий (при этом распределяется по сети расход Q_a , где Q_a — допустимый общий расход воды при аварии).

Как указывалось, диаметры труб участков сети должны быть определены с учетом схем нормального и аварийного распределения потоков. Это не означает, что величины расчетных расходов магистралей будут сильно завышены, так как при аварии (по нормам) допускается снижение общего количества воды, подаваемой объекту, т. е. $Q_a < Q$.

Требования к надежности систем водоснабжения должны устанавливаться в зависимости от требований потребителей к бесперебойности подачи воды. Для систем городского водоснабжения, согласно действующим нормам (СНиП II-Г.3-62), в случае выключения (для ликвидации аварии) одной из линий кольцевой сети или одного из участков параллельно уложенных водоводов (см. § 52) подача воды на хозяйственно-питьевые нужды объекта в целом не должна снижаться более чем на 50%. Для систем производственного водоснабжения допустимый процент снижения подачи воды или допустимость перерывов подачи устанавливаются в зависимости от характера технологического процесса производства. Для ряда производств устанавливаются также предельно допустимая длительность и частота повторяемости перерывов или снижений подачи воды. Численные критерии надежности отдельных сооружений и элементов системы водоснабжения могут

быть получены в результате обработки статистических материалов длительных наблюдений за случайными событиями (в основном авариями), вызывающими «отказ» системы, т. е. снижение эксплуатационных ее показателей ниже допустимых пределов. В частности, полученные таким путем критерии надежности могут использоваться для оценки надежности водопроводных сетей из различных по материалу труб и с различными конструкциями стыков.

§ 23. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПОВЕРОЧНЫХ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

Задача поверочного расчета сети заключается в определении расходов воды в участках сети при уже известных диаметрах труб, а также в определении подач Q и напоров H всех водопитателей и нефиксированных отборов воды из сети при известных (намеченных, заданных) характеристиках этих водопитателей и отборов.

Таким образом, при поверочном расчете заданными являются: а) диаметры и длины всех водопроводных линий и, следовательно, их гидравлические сопротивления; б) фиксированные узловы отборы воды; в) напорно-расходные характеристики $Q-H$ всех водопитателей и нефиксированных отборов. Известны также геодезические отметки узлов системы.

Рассмотрим общий случай кольцевой сети, имеющей p участков, m узлов, n колец и e водопитателей и нефиксированных отборов. По физическому смыслу задача может иметь единственно возможное решение: если в построенную сеть подавать воду определенными насосами, то, очевидно, по всем участкам сети пойдут совершенно определенные количества воды.

Неизвестными при поверочном расчете сети будут: а) расходы q_{i-k} и потери напора h_{i-k} во всех участках системы; б) подачи водопитателей и нефиксированных отборов; в) пьезометрические напоры во всех узлах системы.

Следует отметить, что если все указанные расходы будут найдены, то легко могут быть определены потери напора и пьезометрические напоры во всех узлах (если хоть одна из пьезометрических отметок системы будет задана).

Число неизвестных расходов для рассматриваемой системы составляет $p+e$, где p — число расходов в участках, e — число подач водопитателей и нефиксированных отборов. Для их нахождения могут быть построены следующие системы уравнений:

- а) m узловых уравнений $\sum q_{i-k} + Q_i = 0$ для всех узлов сети;
- б) n контурных уравнений $\sum s_{i-k} q_{i-k}^B = 0$ для всех колец сети;
- в) $e-1$ уравнений, связывающих между собой e водопитателей и нефиксированных отборов.

Последние уравнения имеют вид

$$F(Q)_I - F(Q)_K = (\Sigma h)_{I-K}$$

и связывают попарно напоры водопитателей (выраженные в функции подачи Q) через потери напора в цепи соединяющих их линий (I, K — номера соответствующих узлов).

Общее число уравнений будет:

$$(m + n - 1) + e = p + e,$$

т. е. достаточно для нахождения всех неизвестных расходов.

Уравнения «а» — уравнения баланса расходов в узлах.

Уравнения «б» и «в» — уравнения гидравлической увязки.

Уравнения «а» удовлетворяются, как было сказано, при первоначальном потокораспределении.

Удовлетворение уравнений «б» (уравнений баланса потерь напора в кольцах сети) показывает, что достигнуто правильное распределение расходов в сети при принятых диаметрах.

Удовлетворение уравнений «в» свидетельствует, что получены такие подачи водопитателей и нефиксированные отборы, которые соответствуют их характеристикам $Q-H$ и будут иметь место при совместной работе водопитателей с сетью.

Уравнения «б» могут быть названы уравнениями «внутренней увязки», а уравнения «в» — уравнениями «внешней увязки».

В тех случаях, когда сеть имеет один водопитатель и не имеет нефиксированных отборов, для нахождения истинного распределения потоков воды в сети (т. е. величин всех расходов q_{i-k}) достаточно уравнений «б» (при соблюдении условий «а»). С этого, наиболее простого случая мы начнем рассмотрение методов поверочных расчетов сетей.

§ 24. ТЕОРИЯ И МЕТОДЫ ВНУТРЕННЕЙ УВЯЗКИ КОЛЬЦЕВЫХ СЕТЕЙ

При назначении начального потокораспределения в сети легко соблюдаются условия $\Sigma q_{i-k} + Q_i = 0$ в узлах, но практически невозможно предусмотреть и обеспечить удовлетворение условий $\Sigma h_{i-k} = 0$, или $\Sigma s_{i-k} q_i^B - k = 0$ в кольцах. Поэтому после нахождения диаметров по первоначально намеченным расходам и определения по ним потерь напора оказывается, что уравнения $\Sigma h_{i-k} = 0$ для кольцевой сети не удовлетворяются.

Задачей внутренней увязки сети является такое перераспределение расходов воды по участкам сети, после которого (при уже принятых диаметрах) будут удовлетворяться не только уравнения «а», но и уравнения «б». Таким образом, поставленная задача сводится к решению системы, включающей $m-1$ линейных уравнений (III.2) (при заданной подаче) и n нелинейных уравнений (III.3). Неизвестными являются $p=n+m-1$ истинных значений расходов q_{i-k} в участках сети.

Систему n нелинейных уравнений можно выразить в общем виде так:

$$\left. \begin{aligned} F_1(q_1, q_2, \dots, q_f) &= 0; \\ F_2(q_g, q_{g+1}, \dots, q_j) &= 0; \\ . &. \\ F_n(q_m, q_{m+1}, \dots, q_p) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.4})$$

Каждое уравнение относится к одному из колец сети.

Все функции F имеют одинаковый вид $\sum s_{i-k} q_{i-k}^{\beta}$, но в каждую входят различные «наборы» неизвестных расходов q_{i-k} . Расходы смежных участков входят в уравнения двух соседних колец.

Для решения систем нелинейных уравнений широко используется метод Ньютона и его многочисленные модификации. Основа этих методов сводится к тому, что предварительно задают значения неизвестных q_{i-k}^0 (возможно более близкие к их истинным значениям) и значения расходов в уравнениях (III.4) заменяют через $q_{i-k}^0 + \Delta q_{i-k}$, где Δq_{i-k} — искомая поправка к первоначально принятым значениям неизвестных.

Производя в системе (III.4) указанную подстановку и раскладывая в ряд все функции F (ограничиваясь линейными членами разложения), получим;

[illegible]

Здесь первый член каждого уравнения представляет собой ту же функцию, что и в уравнениях (III.4), но при подстановке в нее принятых значений расходов q_{i-k}^0 , т. е. все первые члены полученных уравнений представляют собой алгебраическую сумму («невязку») потерь напора в каждом из n колец сети для первоначального распределения расходов: $\Sigma h^0 = \Sigma s_{i-k} (q_{i-k}^0)^b = \Delta h$ и являются величинами известными.

Неизвестными являются поправки Δq_{i-k} . Коэффициентами при них служат величины $\partial F_I / \partial q_{i-k}$, т. е. частные производные функции F для соответствующего кольца по соответствующему переменному q_{i-k} . При подстановке значений q_{i-k}^0 эти коэффициенты будут иметь вид $\beta s_{i-k} \times \times (q_{i-k}^0)^{\beta-1}$. Таким образом, все коэффициенты при неизвестных Δq_{i-k} могут быть вычислены.

Следовательно, мы получили вместо системы n нелинейных уравнений для q_{i-k} систему n линейных уравнений для Δq_{i-k} — поправок к первоначально заданным расходам q_{i-k}^0 :

[illegible]

Эта система уравнений должна решаться при одновременном удовлетворении $m-1$ уравнений (III.2).

Решение систем линейных уравнений может, как известно, производиться различными способами, но для многокольцевых сетей представляет весьма громоздкую процедуру, требующую большого объема вычислительной работы.

Широко используются методы последовательного приближения с применением различных приемов отыскания неизвестных на каждом шаге приближения.

Проф. В. Г. Лобачев для построения системы линейных уравнений относительно поправок к первоначально принятым значениям расходов воды в участках сети [аналогичной системе (III.4a)] удачно использовал понятие циркуляционных (контурных) расходов в кольцах сети, выразив через эти расходы (Δq_I) все величины поправок Δq_{i-k} к расходам в участках.

Путь построения таких расчетных уравнений может быть легко показан на примере кольцевой сети, представленной на рис. III.11. В этой четырехкольцевой сети заданы длины линий и отборы воды в узлах Q_i . Так как сеть имеет один водопитатель и не имеет нефиксированных отборов, общая подача воды водопитателем $Q = \sum Q_i$.

После предварительного распределения расходов q_{i-k} по участкам сети [удовлетворяющего уравнениям (III.2)] и нахождения по ним диаметров труб величины гидравлических сопротивлений s_{i-k} становятся известными.

Следовательно, для каждого участка сети могут быть найдены потери напора $h_{i-k} = s_{i-k} q_{i-k}^2$ и для каждого кольца вычислены алгебраические суммы потерь напора $\sum h_{i-k} = \sum s_{i-k} q_{i-k}^2 = \Delta h$ [соответствующие свободным членам $F_I(q_{i-k} \dots)$ уравнений (III.4a)].

Как было сказано, эти суммы (т. е. невязки потерь напора) вообще не будут равны нулю и, следовательно, уравнения (III.3) не будут удовлетворяться.

Мы получим $(\sum h_{i-k})_I = \Delta h_I \neq 0$, т. е. так называемую «невязку» потерь напора в кольце I . Величины и знаки невязок дают представление

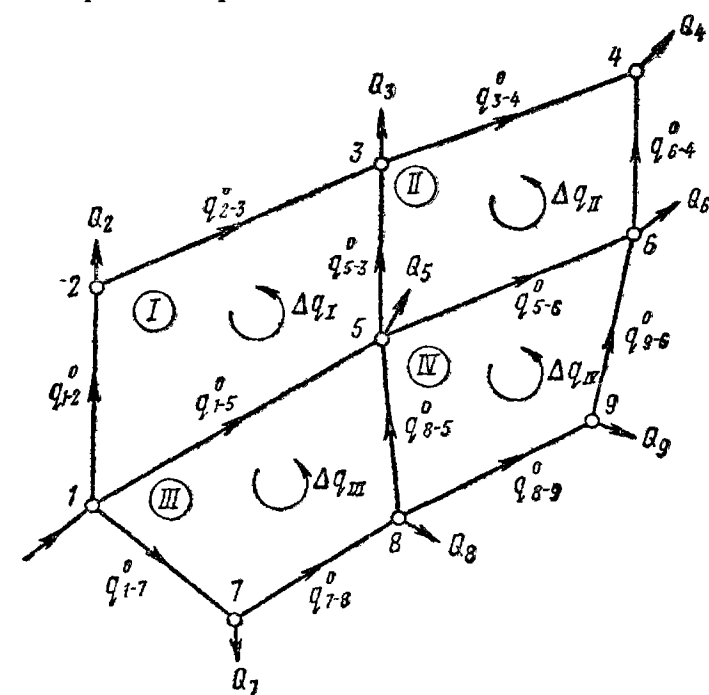


Рис. III.11

о степени и характере отклонения принятого первоначального распределения расходов q_{i-k} от того, которое должно быть для удовлетворения уравнений (III.3), т. е. для $\sum h_{i-k} = 0$.

Примем условно расходы q_{i-k} и потери напора h_{i-k} в тех участках, в которых вода обтекает данное кольцо по часовой стрелке, за положительные, а при движении воды в обратном направлении — за отрицательные.

Пусть в рассматриваемой сети (при первоначально назначенных расходах q_{i-k} и принятых по ним диаметрах) невязки Δh_I во всех кольцах получились положительными

($\Delta h_I > 0$). Это значит, что в данной сети относительно перегруженными (по сравнению с истинным распределением расходов) оказались верхние и правые участки в каждом кольце.

Очевидно, что проведение в каждом кольце некоторого контурного расхода Δq_I в направлении, обратном знаку невязки Δh_I , приводит к снижению величины невязки. Очевидно также, что расход Δq_I (который приведет к увязке кольца) будет тем больше по абсолютной величине, чем больше абсолютная величина соответствующей невязки Δh_I .

Путь проведения таких контурных расходов Δq_I во всех четырех кольцах показан на рис. III.11 стрелками.

Величину расхода Δq_I следует прибавлять к величинам тех расходов, направление которых совпадает с его направлением, и вычитать из величин тех расходов, направление которых не совпадает с его направлением.

В результате проведения контурных расходов будут получены поправки к первоначально намеченным расходам в участках q_{i-k}^0 .

Для участков внешнего контура сети поправки к расходам в участках будут по абсолютному значению равны контурному расходу соответствующего кольца. Так, для участков 1—2 и 2—3 поправки будут равны $-\Delta q_I$ и исправленные расходы составят: $q_{1-2}^0 - \Delta q_I$ и $q_{2-3}^0 - \Delta q_I$.

К расходам q_{i-k}^0 в участках, являющихся общими для двух соседних колец, будут прибавляться с соответствующим знаком контурные расходы обоих колец, разделяемых этими участками. Так, к расходу в участке 1—5 прибавляются контурные расходы $+\Delta q_I$ и $-\Delta q_{III}$. После исправления расход этого участка составит $q_{1-5}^0 + (\Delta q_I - \Delta q_{III})$. Разность, стоящая в круглых скобках, есть поправочный расход участка 1—5, выраженный через контурные расходы колец Δq_I .

Таким образом, поправочные расходы всех участков [входящие в уравнения (III.4) и (III.4a)] могут быть выражены через контурные расходы колец. Такая замена очень удобна: число неизвестных поправок расходов [по сравнению с уравнениями (III.4) и (III.4a)] сокращается с p до n , т. е. становится равным числу колец.

При этом балансы расходов в узлах $\Sigma q_{i-k} + Q_i = 0$, достигнутые при первоначальном потокораспределении, автоматически удовлетворяются при каждом проведении контурных расходов, т. е. при каждом перераспределении расходов по участкам сети.

Следовательно, задача увязки сети сводится к решению системы n линейных уравнений относительно n контурных расходов Δq_I в n кольцах сети.

Искомыми будут те поправки Δq_I , при которых невязки Δh_I обращаются в нуль.

Для рассматриваемой сети подобная система n контурных уравнений для n колец сети (если принять $\beta=2$) будет иметь вид:

$$\left. \begin{aligned} s_{1-2}(q_{1-2}^0 - \Delta q_I)^2 + s_{2-3}(q_{2-3}^0 - \Delta q_I)^2 - s_{5-3}(q_{5-3}^0 + \\ + \Delta q_I - \Delta q_{III})^2 - s_{1-5}(q_{1-5}^0 + \Delta q_I - \Delta q_{III})^2 = 0; \\ s_{5-3}(q_{5-3}^0 + \Delta q_I - \Delta q_{III})^2 + s_{3-4}(q_{3-4}^0 - \Delta q_{III})^2 - \\ - s_{6-4}(q_{6-4}^0 + \Delta q_{III})^2 - s_{5-6}(q_{5-6}^0 + \Delta q_{III} - \Delta q_{IV})^2 = 0, \\ s_{1-5}(q_{1-5}^0 + \Delta q_I - \Delta q_{III})^2 - s_{8-5}(q_{8-5}^0 + \Delta q_{III} - \Delta q_{IV})^2 - \\ - s_{7-8}(q_{7-8}^0 + \Delta q_{III})^2 - s_{1-7}(q_{1-7}^0 + \Delta q_{III})^2 = 0; \\ s_{8-5}(q_{8-5}^0 + \Delta q_{III} - \Delta q_{IV})^2 + s_{5-6}(q_{5-6}^0 + \\ + \Delta q_{III} - \Delta q_{IV})^2 - s_{9-6}(q_{9-6}^0 + \Delta q_{IV})^2 - \\ - s_{8-9}(q_{8-9}^0 + \Delta q_{IV})^2 = 0. \end{aligned} \right\} \quad (III.5)$$

Возводя в квадрат многочлены, стоящие в скобках, и отбрасывая квадраты и произведения величин Δq_I , получим для первого кольца новое уравнение в следующем виде:

$$[s_{1-2}(q_{1-2}^0)^2 + s_{2-3}(q_{2-3}^0)^2 - s_{5-3}(q_{5-3}^0)^2 - s_{1-5}(q_{1-5}^0)^2] - 2(\Sigma sq^0)_I \Delta q_I + \\ + 2s_{5-3}q_{5-3}^0 \Delta q_{II} + 2s_{1-5}q_{1-5}^0 \Delta q_{III} = 0.$$

Первый член уравнения (в квадратных скобках) представляет собой алгебраическую сумму потерь напора (т. е. невязку) в кольце I при начальном потокораспределении, или Δh_I .

Произведя те же преобразования с другими уравнениями, получим следующую систему линейных уравнений относительно Δq_I :

$$\left. \begin{aligned} \Delta h_I - 2(\Sigma sq^0)_I \Delta q_I + 2(sq^0)_{5-3} \Delta q_{II} + 2(sq^0)_{1-5} \Delta q_{III} &= 0; \\ \Delta h_{II} - 2(\Sigma sq^0)_{II} \Delta q_{II} + 2(sq^0)_{5-3} \Delta q_I + 2(sq^0)_{5-6} \Delta q_{IV} &= 0; \\ \Delta h_{III} - 2(\Sigma sq^0)_{III} \Delta q_{III} + 2(sq^0)_{1-5} \Delta q_I + 2(sq^0)_{8-5} \Delta q_{IV} &= 0; \\ \Delta h_{IV} - 2(\Sigma sq^0)_{IV} \Delta q_{IV} + 2(sq^0)_{8-5} \Delta q_{III} + 2(sq^0)_{5-6} \Delta q_{II} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.5a})$$

Эта система уравнений идентична полученной выше (в общей форме) системе (III.4б) при условии, что в последней неизвестные поправочные расходы в участках Δq_{i-k} выражены через неизвестные увязочные (контурные) расходы в кольцах $(\Delta q)_I$.

Преобразуем эту систему так, чтобы коэффициенты при неизвестных представляли симметричную матрицу. Будем иметь:

$$\left. \begin{aligned} (\Sigma sq^0)_I \Delta q_I - (sq^0)_{5-3} \Delta q_{II} - (sq^0)_{1-5} \Delta q_{III} - 0 &= \frac{1}{2} \Delta h_I; \\ -(sq^0)_{5-3} \Delta q_I + (\Sigma sq^0)_{II} \Delta q_{II} - 0 &= \frac{1}{2} \Delta h_{II}; \\ -(sq^0)_{1-5} \Delta q_I - 0 + (\Sigma sq^0)_{III} \Delta q_{III} - (sq^0)_{8-5} \Delta q_{IV} &= \frac{1}{2} \Delta h_{III}; \\ - 0 - (sq^0)_{5-6} \Delta q_{II} - (sq^0)_{8-5} \Delta q_{III} + (\Sigma sq^0)_{IV} \Delta q_{IV} &= \frac{1}{2} \Delta h_{IV}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.5б})$$

Решив полученную систему линейных уравнений, найдем значения поправок Δq_I к первоначально намеченным значениям расходов q_{i-k}^0 .

Исправленные расходы $q_{i-k} = q_{i-k}^0 + \Delta q_I$ должны быть введены в основную систему нелинейных уравнений (вида $\Sigma s_{i-k} q_{i-k}^3 = 0$) для проверки ее удовлетворения.

Так как при составлении уравнений (III.5б) допущены неточности (пренебрежение нелинейными членами разложения), то, определив Δq_I путем решения системы этих уравнений, мы, вообще говоря, получим отличное от нуля значение невязок. Поэтому процедуру определения Δq_I [из уравнений (III.5б)] обычно приходится повторять для вновь полученных значений Δh_I , т. е. достижение требуемой точности может быть получено путем повторного проведения указанных операций.

Существуют различные приемы практического решения задач увязки сети, ускоряющие этот процесс. Наибольшее распространение в современной практике получил метод увязки кольцевых сетей, предложенный В. Г. Лобачевым и американцем Х. Кроссом. Метод этот сводится к следующему. Если в системе уравнений (III.5б) отбросить все члены, кроме лежащих на главной диагонали матрицы и свободных членов, то для нахождения n неизвестных контурных расходов Δq_I мы получим n независимых уравнений вида:

$$(\sum s_{i-k} q_{i-k})_I \Delta q_I = \frac{\Delta h_I}{2} \quad (\text{III.6})$$

Указанная операция фактически привела к устранению взаимного влияния колец сети. Из системы подобных уравнений непосредственно получаются значения Δq_I для всех колец сети. Естественно, что эти значения будут менее точны, чем определенные в результате решения системы (III.56). Поэтому для получения требуемой точности результатов указанную процедуру определения Δq_I необходимо повторять

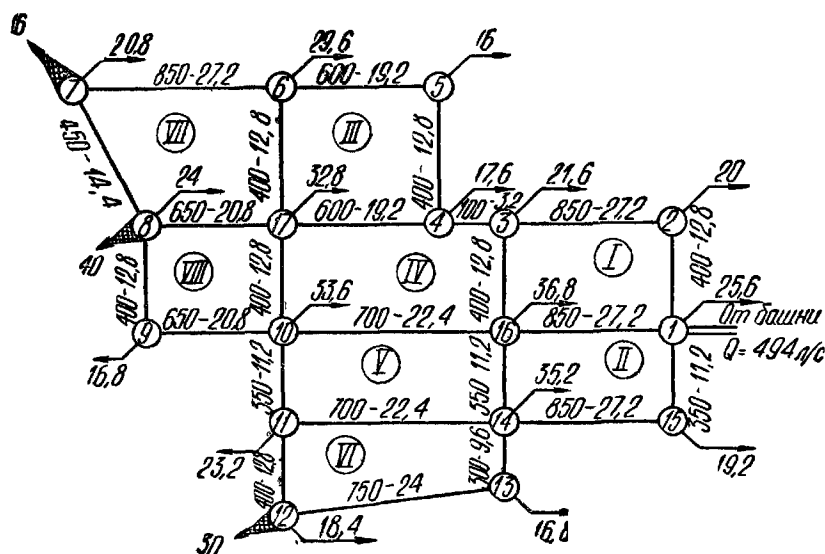


Рис. III.12

большее число раз, т. е. предложенный метод предусматривает выполнение значительно более простых операций для нахождения Δq_I (с меньшей точностью), но вызывает необходимость увеличения числа последовательно применяемых операций.

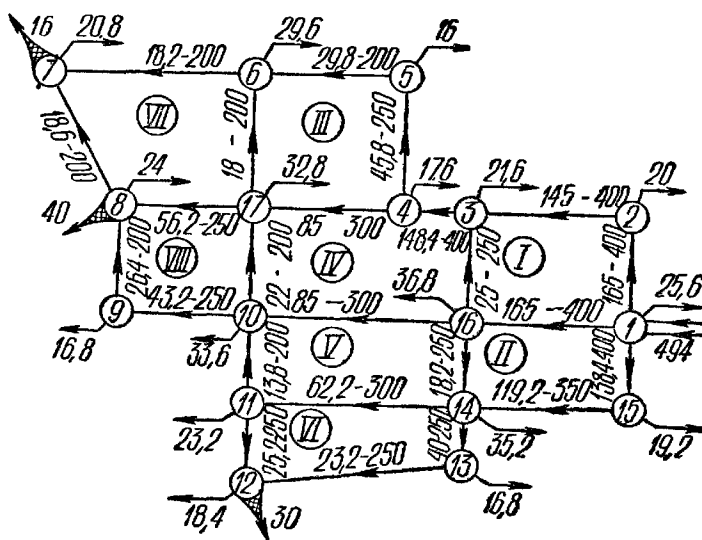


Рис. III.13

Из уравнений (III.6) получается (при $\beta=2$) следующая простая формула для определения величины поправочного (контурного) расхода Δq_I для отдельных (изолированных) колец сети:

$$\Delta q_I = \frac{\Delta h_I}{2 (\sum s_{i-k} q_{i-k})_I}$$

При использовании неквадратичных зависимостей потерь напора от расхода получим (в общем виде):

$$\Delta q_I = \frac{\Delta h_I}{\beta (\sum s_{i-k} q_{i-k}^{\beta-1})_I}.$$

Рассмотрим применение метода увязки В. Г. Лобачева на примере восьмикольцевой сети, показанной на рис. III.12. В данном случае водонапорная башня расположена в начале сети и поэтому питание сети происходит всегда с одной стороны и при известном начальном напоре. Подача воды от башни в сеть всегда равна сумме узловых отборов

Основным расчетным случаем для такой сети будет момент максимального водопотребления.

Примем максимальный часовой расход воды в рассматриваемой системе 1778 м³, что дает (считая расход в течение часа постоянным) 494 л/с; из них 86 л/с в сумме забирают относительно крупные потребители, расположенные в точках 7, 8 и 12 (см. цифры у прямых жирных стрелок в указанных узлах).

При одинаковой плотности населения на всей территории города можно считать, что удельный расход одинаков для всех линий и равен

$$q_{уд} = \frac{Q}{\sum l} = \frac{494 - 86}{12750} \text{ л/с на 1 м} = 0,032 \text{ л/с на 1 м},$$

где $\sum l$ — суммарная длина сети, равная 12 750 м.

Зная длины участков l (первая цифра около участков на рис. III.12), получаем путевые расходы для каждого из них. $Q_{п} = q_{уд} l$, а затем узловые расходы. Как было сказано, узловой расход равен полусумме путевых расходов участков, примыкающих к данному узлу. Полученные величины путевых расходов (л/с) выписаны на схеме рис. III.12 (вторая цифра); на этой же схеме у каждого узла показаны величины узловых расходов в л/с (цифры у ломаных стрелок).

После подготовки сети к расчету и получения величин узловых расходов намечают желательное распределение потоков воды по всем линиям сети с учетом требований взаимозаменяемости линий (в случае аварии). При этом, как было сказано, для каждого узла должны удовлетворяться уравнения вида $\sum q_{i-k} + Q_i = 0$. В результате получаем расчетные расходы q_{i-k} для каждого участка сети.

Для определения экономически наивыгоднейших диаметров используется таблица предельных экономических расходов при условно принятом значении экономического фактора $\mathcal{E} = 0,75$ (см. приложение I).

Как указано в § 18, экономически наивыгоднейшие диаметры должны определяться по «приведенным» расходам. Здесь использован упрощенный способ определения приведенных расходов, изложенный на стр. 62. Кроме того, при назначении диаметров учтены требования надежности сети и роль перемычек при возможных авариях на участках магистралей.

Одновременно с определением диаметра находят также значения скоростей v движения воды (по расчетным, а не по приведенным расходам).

Значения расчетных расходов q_{i-k} (л/с) и диаметров d_{i-k} (мм) нанесены на схему сети, представленную на рис. III.13 (соответственно первая и вторая цифры у каждого участка).

Зная диаметры и длины линий, а также скорости, можно определить сопротивление каждого участка: $s = s_0 \delta_1 l$, где s_0 — удельное сопротивление, определяемое по табл. 1 приложения II*, и δ_1 — поправочный коэффициент, зависящий от скорости v и определяемый по табл. 3 приложения II.

Вычисленные таким образом сопротивления s внесены в графу 8 табл. III.1.

При расчете сопротивления, зависящие не только от a , но и от q (или, что то же, от v), будут несколько меняться при перераспределении расходов в процессе увязки сети. Но так как изменения расходов в большинстве участков сети будут при этом относительно невелики, можно считать сопротивления s неизменными в процессе увязки (внося в конце расчета в случае необходимости соответствующие поправки для отдельных участков, в которых расход в процессе расчета сильно изменится).

Определением сопротивлений участков сети заканчиваются подготовительные операции к собственно гидравлическому ее расчету или увязке сети, т. е. к нахождению действительного распределения расходов воды по сети при уже принятых диаметрах труб и определению потерь напора.

Для увязки сети использован метод Лобачева — Кросса. Результаты расчета за-

* Считается, что в проекте приняты чугунные трубы.

носятся в табл. III.1. В таблицу внесены все необходимые данные, соответствующие начальному распределению потоков и показанные на рис. III.13. Далее определяются значения $s_{1-k} q_{1-k}$, потери напора $h_{1-k} = s_{1-k} q_{1-k}^2$, невязки в кольцах Δh_I , значения $(\Sigma sq)_I$ и увязочные расходы колец

$$\Delta q_I = \frac{\Delta h_I}{2(\Sigma sq)_I}.$$

Обычно считают, что невязка в отдельных кольцах не должна превосходить 0,5 м. После II исправления невязка превосходит допустимую в двух (IV и VIII) кольцах. В III исправлении производится увязка только этих колец и вносятся необходимые поправки в смежные с ними кольца. После этого невязка во всех кольцах не превышает допустимую. На этом увязку сети заканчивают. Следует определить также невязку Δh по всему внешнему контуру сети — для оценки возможных неточностей при определении требуемого напора насосов.

Обычно невязка по внешнему контуру сети не должна превышать 1—1,5 м (для сетей средней протяженности). В данном примере невязка по контуру составляет 0,19 м.

В рассмотренном примере башня расположена между насосами и сетью (в начальной точке сети). В этом случае башня «изолирует» сеть от насосов, в результате чего будет наблюдаться совместная работа башни (как водопитателя) и сети, а насосная станция будет работать совместно только с башней. Подача воды в сеть от башни в любой момент равна суммарной величине отборов воды из сети. Изменение суммарного отбора воды из сети не будет сказываться непосредственно на работе насосов.

На режим подачи воды насосами будет оказывать влияние только изменение уровня воды в баке башни (если подающая труба присоединена к дну бака).

При подборе насосов следует учитывать возможный диапазон изменения этого уровня и по характеристике $(Q-H)_H$ находить соответствующие изменения Q_H .

Сеть с башней в ее начальной точке может рассматриваться как сеть с одним водопитателем — башней (с изменением начального напора в пределах от $H_{б. мин}$ до $H_{б. макс}$).

Если единственным водопитателем является насосная станция (башня отсутствует), то в любой момент подача насоса равна суммарному отбору воды из сети. При этом напор у насоса изменяется с изменением водопотребления и достигает наибольшего значения при прекращении водоразбора.

Ряд весьма полезных приемов увязки кольцевых сетей предложен (1932 г.) и развит инж. М. М. Андрияшевым. Эти приемы получили широкое использование в наших проектных организациях и при «ручных» расчетах сетей позволяют сравнительно быстро достигать требуемых результатов. В основном они сводятся к следующему.

Проводят анализ невязок, полученных в отдельных кольцах сети при первоначально намеченном распределении расходов, и выявляют наиболее перегруженные и наиболее недогруженные ветви. Переброску части расхода с перегруженных ветвей на недогруженные, требуемую для увязки сети, осуществляют путем проведения по отдельным замкнутым контурам увязочных расходов. Для ускорения увязки М. М. Андрияшев рекомендует (в отличие от метода В. Г. Лобачева) проводить увязочные расходы по контурам, охватывающим целые группы колец. При этом для достижения требуемой степени увязки иногда приходится проводить расходы последовательно несколько раз (по различным контурам). Путь увязочного расхода выбирается так, чтобы он шел против направления движения воды в перегруженных участках выбранного контура. Очевидно, что это проведение увязочного расхода по замкну-

Таблица III.1

№ участка		Предварительное распределение воды										I исправление				II исправление				III исправление					
		q, л/с	d, мм	v, м/с	δ ₁	s=s ₀ δ ₁ , л	sq	h=sq ² , м	Δq	q	sq	h, м	Δq	q	sq	h, м	Δq	q	sq	h, м					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22				
I	1-2	400	165	400	1,3	1	0,000876	0,0145	-2,39	-3,2	161,8	0,0142	-2,30	+3,1	164,9	0,0144	-2,37	-	164,9	0,0144	-2,37				
	2-3	850	145	400	1,15	1,01	0,000188	0,0280	-4,06	-3,2	141,8	0,0267	-3,79	+3,1	144,9	0,0272	-3,94	-	144,9	0,0272	-3,94				
	1-16	850	165	400	1,3	1	0,000186	0,0307	+5,07	{+3,2 +6,4	174,6	0,0325	+5,67	{-3,1 -1,8	169,7	0,0316	+5,36	-	169,7	0,0316	+5,36				
	3-16	400	25	250	0,5	1,15	0,00116	0,0290	+0,72	{+3,2 +2,6	30,8	0,0357	+1,10	{-3,1 -2,4	25,3	0,0293	+0,74	+1,6	26,9	0,0312	+0,84				
										(Σsq) _I = 0,1091				Δh _I = +0,68				Δh _I = -0,21				Δh _I = -0,11			
										Δq _I = -0,68				= -3,1											
II	1-16	850	165	400	1,15	1,01	0,000188	0,0307	-5,07	{+6,4 +3,4	174,6	0,0325	-5,67	{-1,8 -3,1	169,7	0,0316	-5,36	-	-	-	-				
	16-14	350	18,2	250	0,36	1,2	0,00106	0,0193	-0,35	{+6,4 +3,4	28	0,0297	-0,83	{-1,8 -1,1	25,1	0,0266	-0,67	-	-	-	-				
	1-15	350	138,4	400	1,1	1,015	0,0000778	0,0108	+1,49	-6,4	132	0,0103	+1,36	+1,8	133,8	0,0104	+1,38	-	-	-	-				
	15-14	850	119,2	350	1,22	1	0,000371	0,0442	+5,27	-6,4	112,8	0,0418	+4,72	+1,8	114,6	0,0425	+4,87	-	-	-	-				
										(Σsq) _{II} = 0,1143				Δh _{II} = -0,42				Δh _{II} = +0,22							
										Δq _{II} = -0,42				= -0,1143				= +1,8							
III	4-5	400	45,8	250	0,91	1,04	0,00105	0,0481	-2,20	-2,2	43,6	0,0458	-2,00	+1,3	44,9	0,0471	-2,11	-	44,9	0,0471	-2,11				
	5-6	600	29,8	200	0,93	1,04	0,00505	0,1505	-4,48	-2,2	27,6	0,1394	-3,85	+1,3	28,9	0,1459	-4,22	-	28,9	0,1459	-4,22				
	4-17	600	85	300	1,2	1	0,000569	0,0484	+4,17	{+2,2 +2,6	89,8	0,0511	+4,59	{-1,3 -2,4	86,1	0,0490	+4,22	+1,6	87,7	0,0501	+4,39				
	6-17	400	18	200	0,6	1,11	0,00356	0,0641	+1,15	{+2,2 +4,1	24,3	0,0865	+2,10	{-1,3 -1,1	21,9	0,0780	+1,71	-	21,9	0,0780	+1,71				

Продолжение табл. III.1

тым контурам не нарушает условий баланса расхода в узлах сети. Насколько удачным оказывается выбор контуров для проведения увязочного расхода, в значительной степени зависит от опытности расчетчиков и их интуиции.

Величины увязочных расходов могут быть определены и по приближенным математическим формулам. Так, для контура, имеющего неувязку Δh , М. М. Андрияшев рекомендует определять увязочный расход Δq (при расчете по квадратичным формулам) приближенно из равенства

$$\Delta q = \frac{\Delta h}{2 \sum sq},$$

где s — сопротивление¹;

q — расчетные расходы в участках, входящих в рассматриваемый контур.

Ввиду того что в процессе увязки величины $\sum sq$ отдельных контуров меняются относительно мало, можно считать, что для каждого рассматриваемого контура при последовательно проводимых увязках (I, II и т. д.)

$$\frac{\Delta q_I}{\Delta h_I} = \frac{\Delta q_{II}}{\Delta h_{II}} = \dots$$

Поэтому, определив Δh_I при пробной увязке с произвольно назначенными увязочными расходами Δq_I , в дальнейшем можно пользоваться приведенными соотношениями.

Для контуров, имеющих мало разнящиеся длины и диаметры отдельных участков, увязочный расход предлагается определять по весьма простой формуле:

$$\Delta q = \frac{q_c \Delta h}{2 \sum h},$$

где q_c — среднее значение расхода для всех входящих в контур участков;

Δh — невязка;

$\sum h$ — сумма абсолютных значений потерь напора по контуру.

Ниже приводится расчет по методу Андрияшева той же сети, которая была рассчитана по методу Лобачева (см. рис. III.12 и III.13), при том же начальном распределении расходов.

Всю запись расчета рекомендуется вести непосредственно на расчетных схемах, а вычисления производить при помощи счетной линейки. На схемах рис. III.14 показан пример записи расчета для начального (верхняя строчка) и конечного (нижняя строчка) распределения расходов: первые цифры — расходы в л/с, вторые — потери напора в м; цифры у стрелок внутри колец — величины невязок: начальная у сплошной стрелки и конечная у пунктирной стрелки; цифры в рамках — сопротивления участков. На рис. III.15 показана (для наглядности) схема проведения увязочных расходов для рассмотренного примера расчета. Последовательность проведения увязочных расходов соответствует римским цифрам, показанным у каждого контура; величины увязочных расходов даны в л/с.

Невязки в отдельных кольцах после последнего перераспределения расходов не превышают 0,5 м. Общая невязка по контуру сети составляет 0,25 м.

¹ В рассматриваемом далее примере расчета для определения сопротивлений s удельные сопротивления s_0 берутся из табл. 1 приложения II с поправками на скорость из табл. 3

[illegible]

Рис. III.14

Рис. III.15

Поверочный гидравлический расчет сети с контррезервуаром при уже выбранных насосах как при наибольшем водопотреблении, т. е. питании от насосов и башни, так и при транзите воды в башню относится к случаям расчета сети при ее совместной работе с двумя водопитателями (в первом случае) или с водопитателем и нефиксированным отбором, каким является башня (во втором случае), — т. е. должен

производиться с использованием методов внешней увязки. Подобные случаи рассматриваются в § 25.

Однако пока не проведен расчет сети, дающий возможность определить потери напора, насосы не могут быть подобраны. Поэтому обычно расчет сети с контррезервуаром включает те же процедуры, что и рассмотренный выше расчет сети с башней в ее начальной точке.

Намечается предварительное распределение расходов (с учетом требований надежности) как для случая наибольшего водопотребления (с определением зон питания сети), так и для случая наибольшего транзита воды в башню. При этом общая подача воды насосами, а также подача воды в башню или из нее определяются по совмещенным графикам водопотребления и подачи воды насосами.

Далее определяются диаметры участков сети (по соображениям экономичности и надежности), производится обычная внутренняя увязка сети и вычисляются потери напора для обоих расчетных случаев.

После этого могут быть определены требуемые напоры насосов и подобраны насосы (по полученным значениям Q_n и H_n). В некоторых случаях могут быть использованы насосы, имеющие характеристики $Q-H$, покрывающие весь диапазон полученных из расчета значений Q_n и H_n . В остальных случаях приходится использовать в различные периоды суток различные насосы (или группы насосов).

Так как почти всегда каталожные характеристики насосов не обеспечивают полученных из расчета сети сочетаний значений Q_n и H_n , необходима проверка их при действительной совместной работе насосов и сети. Действительные значения Q_n и H_n , так же как и $\pm Q_6$, могут быть найдены путем одновременной внутренней и внешней увязки методами, изложенными в § 25.

Для относительно крупных систем решение этой задачи без использования вычислительных машин практически невыполнимо. Для малых систем подобные задачи иногда решаются приближенно «вручную» путем последовательных увязок сети и корректировок величин Q_n , H_n и Q_6 .

Особенности начального потокораспределения в сетях с контррезервуаром указаны на стр. 44.

Увязка колец сети может производиться (при ручном расчете) любым методом (Лобачева, Андрияшева и др.).

В процессе увязки граница зоны питания сети может менять свое положение.

Из рассмотренных здесь методов увязки кольцевых сетей метод В. Г. Лобачева имеет то преимущество, что дает четкий порядок расчета, освоив который, даже неопытный расчетчик может вести расчет.

Метод М. М. Андрияшева требует большей инициативы, а следовательно, и большего опыта проектировщика для выбора контуров обхода и их последовательного использования, дающего наиболее быструю увязку сети.

Все сказанное относится к ручным расчетам.

При использовании для расчетов сети вычислительных машин метод Лобачева—Кросса имеет бесспорное преимущество. И в нашей, и в зарубежной практике большинство алгоритмов и программ расчета сетей на ЭЦВМ базируется в настоящее время на этом методе расчета.

§ 25. МЕТОДЫ ПОВЕРОЧНЫХ РАСЧЕТОВ СЕТЕЙ С УЧЕТОМ ИХ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ С ВОДОПИТАТЕЛЯМИ И ПРИ НАЛИЧИИ НЕФИКСИРОВАННЫХ ОТБОРОВ

Как было показано ранее, в разветвленных сетях с одним водопитателем и заданными отборами в узлах расходы в участках сети определяются единственным возможным образом: при удовлетворении уравнений $\sum q_{i-k} + Q_i = 0$ никакой увязки сети не требуется. Это объясняется геометрическим свойством разветвленной сети, в которой между любыми двумя точками имеется один и только один путь. В частном случае,

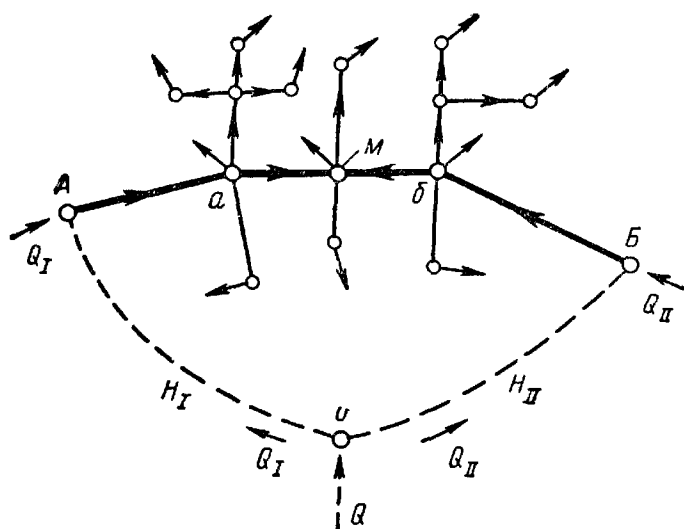


Рис III 16

очевидно, можно сказать, что от точки питания до любой точки сети (до любого отбора) существует только один путь.

Однако если разветвленная сеть получает воду от двух водопитателей с нефиксированной подачей, то положение меняется.

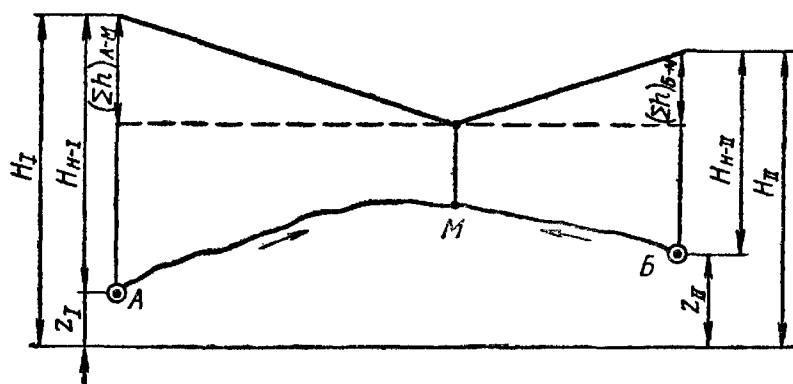


Рис III 17

В цепи участков, соединяющих точки питания A и B (рис. III 16), расходы не могут быть определены без анализа совместной работы водопитателей и сети (т. е. без «внешней увязки»).

Очевидно, что при питании от двух водопитателей на магистрали AB образуется где-то точка встречи потоков (предположим, что это будет точка M).

Геометрические свойства самой сети не изменились. В каждом участке ответвлений, примыкающих к магистрали AB, расходы опреде-

ляются единственно возможным образом без всякой увязки в соответствии с величиной отборов в их конечных точках.

Положение изменилось только для магистрали AB , так как в нее «включены параллельно» два водопитателя.

Всякое параллельное включение элементов системы образует некоторое подобие замкнутого контура. В данном случае такой контур может быть представлен путем дополнения сети фиктивным узлом O и двумя фиктивными ветвями OA и OB . Предположим, что в точку O подается расход $Q = \sum Q_i$. Эта величина, очевидно, равна сумме пока неизвестных подач Q_I и Q_{II} .

Если фиктивным линиям придать соответственно значения расходов Q_I и Q_{II} и значения напоров H_I и H_{II} первого и второго водопитателя и составить для полученного фиктивного кольца (обходя его по часовой стрелке) уравнение второго закона Кирхгофа, получим (см. рис. III.17)

$$H_I - (\sum h)_{A-M} + (\sum h)_{B-M} - H_{II} = 0, \quad (III.7)$$

или

$$H_I - H_{II} = (\sum h)_{A-M} - (\sum h)_{B-M}, \quad (III.8)$$

т. е. обычное уравнение, связывающее между собой пьезометрические отметки двух насосных станций, подающих воду в одну распределительную систему.

Связь между H_I и Q_I , а также между H_{II} и Q_{II} определяется напорно-расходными характеристиками водопитателей, которые в общем виде могут быть представлены так:

$$H_I = F(Q_I) \text{ и } H_{II} = \Phi(Q_{II}).$$

Таким образом, уравнение (III.8) может быть представлено как функция расходов:

$$F(Q_I) - \Phi(Q_{II}) = (\sum s_{i-k} q_{i-k}^B)_{A-M} - (\sum s_{i-k} q_{i-k}^B)_{B-M}. \quad (III.8a)$$

В подобной форме уравнение связи водопитателей было представлено в общем виде в § 23.

Увязка фиктивного кольца производится путем перераспределения расходов на участках магистрали $A-B$ и соответствующего изменения подач Q_I и Q_{II} .

Истинные значения всех этих расходов получаются при удовлетворении уравнения (III.8a). Разумеется, контурное уравнение (III.8a) должно решаться совместно с уравнениями $\sum q_{i-k} + Q_i = 0$ для всех узлов магистрали AB и для фиктивного узла O . Последнее уравнение имеет вид:

$$Q_I + Q_{II} = Q = (\sum Q_i)_{\text{сети}}.$$

Тот же путь решения может использоваться для схемы, показанной на рис. III.18, когда сеть имеет один водопитатель (например, в точке A) и один нефиксированный отбор (например, в точке B). Роль нефиксированного отбора играет водонапорная башня в периоды ее питания от сети (в моменты транзита воды в башню). Для такого случая на рис. III.18 показаны схема распределения воды в сети и фиктивное кольцо, а на рис. III.19 дано расположение пьезометрических линий.

Если соединить все точки отбора воды некоторой фиктивной линией (пунктир на рис. III.18) с точкой O , то мы получим наглядное выражение баланса расходов в узле O .

Данная схема подобна схеме действия аналоговой машины для расчета сетей (см. далее § 26).

Контурное уравнение для фиктивного кольца будет:

$$H_I - (\sum h_{i-k})_{A-B} - H_{II} = 0.$$

В данном случае $H_6 = \text{const}$ и не зависит от Q_{II} .

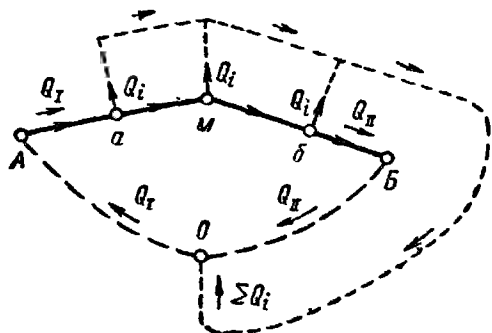


Рис. III.18

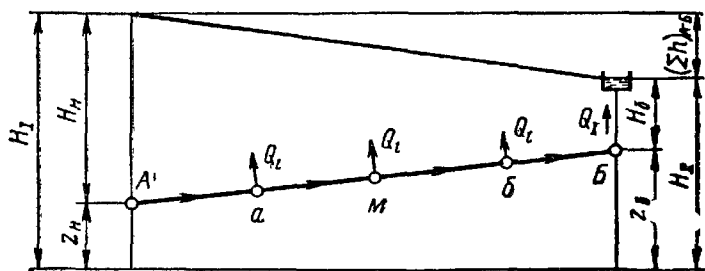


Рис. III.19

Подобное соотношение пьезометрических отметок H_H и H_6 показано на рис. III.19 для случая транзита воды в башню.

Таким образом, если в разветвленной сети суммарное число водопитателей и нефиксированных отборов $e > 1$, то в ее расчетную схему добавляется $e - 1$ фиктивных колец. Что касается кольцевой сети, то в аналогичном случае (при $e > 1$) к реальным кольцам сети в ее расчетную схему также добавляется $e - 1$ фиктивных колец.

Все фиктивные кольца могут быть образованы путем соединения одного фиктивного узла с узлами расположения водопитателей и нефиксированных отборов.

Соответствующая расчетная схема для кольцевой сети с двумя насосными станциями и двумя башнями представлена на рис. III.20.

Для нахождения всех p неизвестных расходов в действительных участках сети и e неизвестных подач водопитателей, т. е. $p + e$ неизвестных, могут быть составлены:

m узловых уравнений (для всех узлов сети)

$$\sum q_{i-k} + Q_i = 0;$$

n контурных уравнений для действительных колец

$$\sum s_{i-k} q_{i-k}^B = 0;$$

$e - 1$ контурных уравнений для фиктивных колец

$$F(Q) - \varphi(Q) = \sum h_{i-k},$$

т. е. всего $m + n + e - 1 = p + e$ уравнений. Этих уравнений достаточно для нахождения всех искомых расходов.

Найдя расходы, можно определить потери напора во всех линиях сети. Как было указано ранее, для определения пьезометрических отметок в узлах сети необходимо иметь связь пьезометрической отметки хотя бы одной точки системы с геодезической отметкой той же точки. Это требование выполняется, в частности, если в функции $H_H = F(Q)_H$ в величину H_H введена геодезическая отметка оси насоса.

Следует отметить, что введение в систему фиктивных колец не только является средством для увеличения наглядности взаимосвязей водопитателей, но и устанавливает схему составления расчетных уравнений, необходимых для решения задачи увязки сетей при их совместной работе с водопитателями и нефиксированными отборами.

Подобные схемы широко используются для составления алгоритмов и программ расчета систем подачи и распределения воды на вычислительных машинах.

При ручных расчетах нахождение истинных расходов в системе при совместной работе сети с несколькими водопитателями производится путем последовательного приближения и является весьма трудоемким процессом.

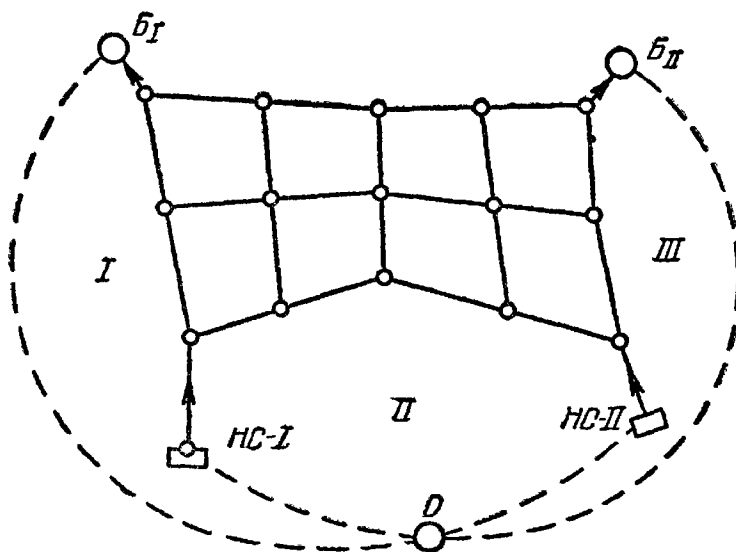


Рис. III.20

Покажем на простейшем примере возможность и путь увязки двухкольцевой сети с водопитателем и нефиксированным отбором (рис. III.21).

Двухкольцевая сеть питается водой от насосной станции НС по водоводу из двух параллельных линий диаметром $d=500$ мм и длиной 500 м.

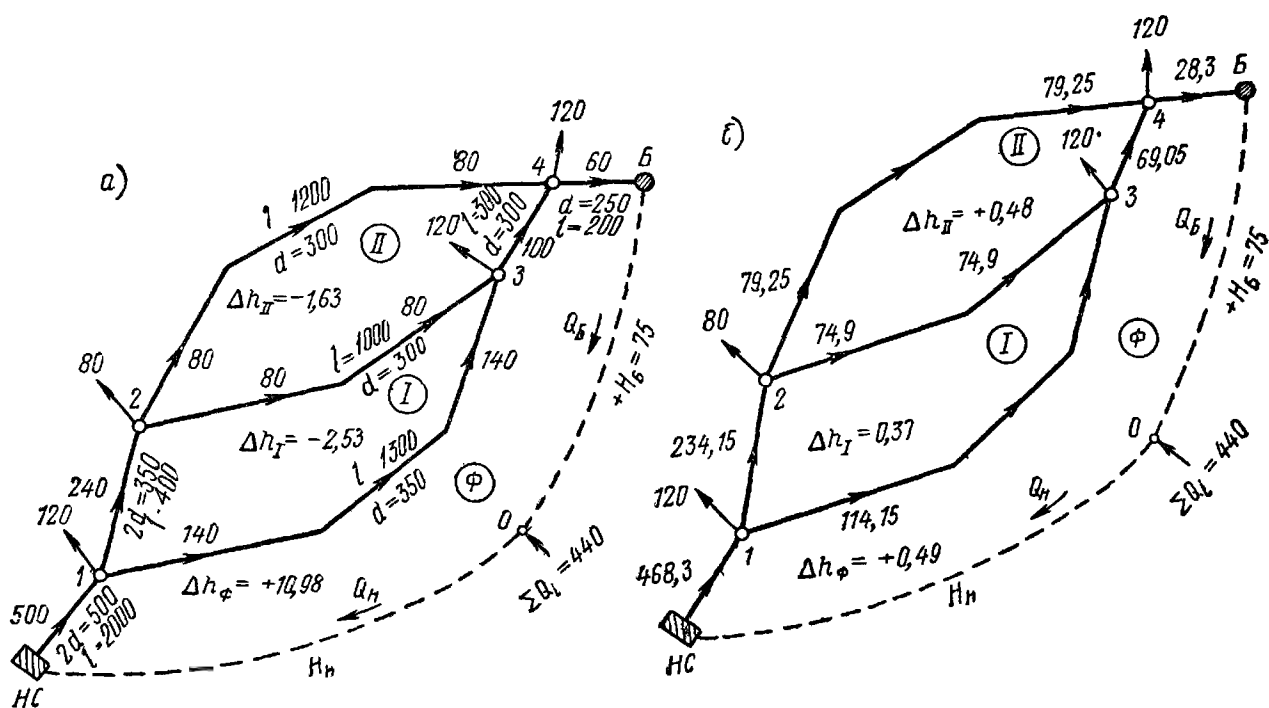


Рис. III.21

На схеме (рис. III.21, а) в узлах сети показаны величины заданных фиксированных отборов (в л/с), около каждого участка сети показаны длины линий (в м), первоначальное распределение расходов и принятые величины диаметров.

К точке 4 примыкает водовод, соединяющий сеть с башней Б. Таким образом, мы имеем кольцевую сеть с водопитателем НС и нефиксированным отбором — башней Б для случая транзита воды в нее.

Расчет такой системы при совместной работе насоса, сети и башни может быть произведен аналитическим путем (методом последовательного приближения), если заданы характеристики $Q-H$ водопитателя и нефиксированного отбора. Примем насос марки 14 НДС с частотой вращения 1450 об/мин, характеристика которого может быть выражена уравнением $H_{\text{н}} = 107,3 - 0,000088 Q_{\text{н}}^2$ (по В. Г. Ильину); характеристика башни (без учета изменения уровня воды в баке) будет $H = \text{const}$. Пусть $H_6 = 75$ м (отметка относительно оси насоса).

Задача сводится к совместной увязке сети из двух реальных (I и II) колец и одного фиктивного (Φ) кольца. Согласно изложенному ранее, решению подлежит следующая система уравнений: три уравнения баланса потерь напора в кольцах:

$$(I) \dots\dots\dots s_{1-2} q_{1-2}^2 + s_{2-3} q_{2-3}^2 - s_{1-3} q_{1-3}^2 = 0;$$

$$(II) \dots\dots\dots s_{2-4} q_{2-4}^2 - s_{3-4} q_{3-4}^2 - s_{2-3} q_{2-3}^2 = 0;$$

$$(\Phi) \dots\dots\dots -F(Q_{\text{н}}) + s_{\text{НС-I}} Q_{\text{н}}^2 + s_{1-3} q_{1-3}^2 + s_{3-4} q_{3-4}^2 + s_{4-Б} q_{4-Б}^2 - H_6 = 0$$

и семь уравнений баланса расходов в узлах (включая фиктивный узел O).

При этом (как было сказано) $F(Q_{\text{н}})$ в явной форме имеет вид:

$$H_{\text{н}} = 107,3 - 0,000088 Q_{\text{н}}^2.$$

После предварительного распределения расходов получаем величины невязок потерь напора в кольцах, показанные на рис. III.21, а. По ним с помощью обычных формул определяются величины увязочных расходов и вносятся соответствующие изменения в величины расходов участков, Q_6 и $Q_{\text{н}}$.

Произведя последовательно несколько повторных перераспределений, мы получим приемлемые величины невязок (рис. III.21, б) и можем считать систему увязанной и в отношении колец сети, и в отношении совместной работы насосов и башни.

Как видно из рассмотренного примера, расчет системы сводится к одновременному проведению внутренней и внешней увязки.

Для реальных систем подачи и распределения воды с многокольцевыми сетями и несколькими водопитателями и нефиксированными отборами проведение подобных расчетов крайне осложняется и, как было сказано, без использования вычислительных машин осуществимо лишь путем длительного повторного приближения.

§ 26. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫХ МАШИН ДЛЯ РАСЧЕТА СИСТЕМ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ

Выполнение расчета систем подачи и распределения воды требует проведения, как было показано, весьма большой вычислительной работы. В ряде случаев для нахождения оптимального решения задачи необходимо неоднократно повторять громоздкие операции расчета. Проведение подобной работы обычным «ручным» способом (без применения вычислительных машин) требует огромной затраты труда и времени. Расчет систем водоснабжения в требуемом объеме становится практически осуществимым при использовании вычислительной техники. В настоящее время в отечественной и зарубежной практике вычислительные машины все в большей мере привлекаются для проведения этих расчетов.

Используются вычислительные устройства двух основных типов: специализированные аналоговые машины (или устройства) и универ-

сальные электронные цифровые вычислительные машины — ЭЦВМ (машины дискретного действия).

Аналоговые машины (или устройства) основаны на использовании аналогии исследуемого процесса с другим процессом, для которого проще осуществить установку, имитирующую исследуемую систему. На этой установке, представляющей собой своеобразную модель, можно легко имитировать процессы, протекающие в исследуемой (рассчитываемой) системе, и измерять их основные параметры.

В области решения гидравлических задач наибольшее распространение получили аналоговые машины, основанные на аналогии движения воды и электрического тока.

Подобные аналоговые устройства представляют собой электромодель, и самый метод расчета получил название «электро моделирования».

Принцип электрогидродинамической аналогии (ЭГДА) был предложен акад. Н. Н. Павловским и успешно применен для исследования законов и путей фильтрации воды под основаниями гидротехнических сооружений.

Одна из первых попыток использования аналогового устройства для анализа и расчета водопроводных сетей осуществлена профессорами Массачусетского университета Кэмпом и Хезеном в середине 30-х годов. В этой установке регулирование электрических сопротивлений производилось вручную, на что затрачивалось много времени. Авторы использовали свою электромодель для внутренней увязки кольцевой сети.

В строгом смысле слова аналоговые устройства не являются моделью, как это понимается в теории моделирования.

В СССР исследования по электро моделированию расчета водопроводных сетей были начаты в 1936 г. в институте ВОДГЕО, где были разработаны и испробованы несколько вариантов принципа действия и конструкций аналоговой установки. После войны, в конце 40-х годов, эти работы привели к созданию аналоговой машины с использованием автоматических сопротивлений.

В настоящее время специализированные аналоговые устройства различных типов широко используются для проведения всех необходимых расчетов при проектировании систем подачи и распределения воды.

Для воспроизведения процесса, происходящего в системе водоснабжения, на ее электрической модели необходимо прежде всего, чтобы элементы модели имели электрические характеристики, аналогичные гидравлическим характеристикам элементов системы. Такими элементами являются участки сети (трубопроводы), водопитатели (насосы и резервуары), а также фиксированные и нефиксированные отборы воды из сети.

Сила тока I и падение потенциала ΔU в электрической модели аналогичны соответственно расходу воды Q и потерям напора h .

Одним из основных затруднений при электро моделировании гидравлических систем является то, что падение потенциала и сила тока в электрических проводниках связано линейной зависимостью, тогда как потери напора в линиях водопроводной сети связаны с расходом нелинейно.

Электрическая характеристика проводника

$$\Delta U = rI, \quad (\text{III.9})$$

а гидравлическая характеристика участка водопроводной сети

$$h = sQ^{\beta}, \quad (\text{III.10})$$

где r — электрическое сопротивление проводника;
 s — гидравлическое сопротивление участка сети.

При режимах движения, практически используемых в водопроводных сетях, показатель β имеет величину, изменяющуюся в пределах от 1,85 до 2.

Таким образом, для того чтобы электрическая модель трубопровода воспроизводила закон гидравлического сопротивления, необходимо соблюдение равенства $r = sI^{\beta-1}$, т. е. сопротивление участка в модели должно изменяться пропорционально силе тока в степени $\beta-1$. Тогда получим

$$\Delta U = sI^{\beta-1} I = sI^{\beta}.$$

В частности, для квадратичной зоны сопротивлений в водопроводной сети

$$\Delta U = sI^2.$$

Электрические сопротивления, автоматически изменяющиеся в определенной зависимости от силы проходящего через них тока, могут быть сконструированы различным образом. В машине ВНИИ ВОДГЕО использованы нелинейные электромеханические автоматы. В американской машине (Мак-Илроя) применяются специальные лампы накаливания, обеспечивающие требуемую зависимость ΔU от I . В аналоговом устройстве Академии коммунального хозяйства и в английской машине «Ванда» для тех же целей используется метод «линейно-кусочной аппроксимации», при котором кривая, выражающая зависимость ΔU от I , заменяется ломаной линией; на отдельных ее участках (для элементов системы) $\Delta U = sI$ при различных значениях s .

Фиксированные отборы воды из водопроводной сети отображаются на электрической модели отборами тока постоянной силы, не зависящими от изменения напряжения в сети. Такая стабилизация отборов тока модели осуществляется ламповыми или полупроводниковыми стабилизаторами тока, устанавливаемыми в соответствующих узлах (точках) модели.

Аналоговое устройство должно содержать такой набор аналогов водопроводных линий, который позволяет составлять схему сети для всех практически используемых стандартных диаметров и настраиваться на любую заданную длину.

Электрическая схема, набираемая из аналогов отдельных линий, должна быть геометрически подобна изображаемой водопроводной сети.

Простейшей задачей, решаемой на электромодели, является нахождение распределения расходов воды по сети с заданными сопротивлениями участков, заданными отборами в узлах и водопитателем с постоянным напором. Таким водопитателем в системе водоснабжения является напорный резервуар с постоянным уровнем. Его аналогом в электрической модели может служить источник постоянного тока с неизменным напряжением. Схема такой водопроводной сети приведена на рис. III.22, а схема ее электрической модели — на рис. III.23 (здесь R_{1-k} — аналоги сопротивлений участков и r_i — стабилизаторы отбора тока в узлах).

Очевидно, что для обеих представленных схем соблюдается полная аналогия в описании законов увязки сети, т. е. первого и второго законов Кирхгофа. Для электрической модели мы имеем $\sum \Delta U = 0$ для каждого кольца сети и $\sum i + I = 0$ для каждого узла сети, где i — сила тока в отдельных участках сети, примыкающих к узлу, и I — сила тока, отбираемого в узле.

После подключения к сети источника питания значения силы тока

и падения потенциала на отдельных участках и моделируемые ими значения расходов и потерь напора могут быть получены непосредственно по показаниям электрических измерительных приборов (миллиамперметров и вольтметров).

На аналоговых машинах могут решаться и значительно более сложные задачи по расчету систем подачи и распределения воды с учетом совместной работы сетей, водопитателей (любого типа) и нефиксированных отборов.

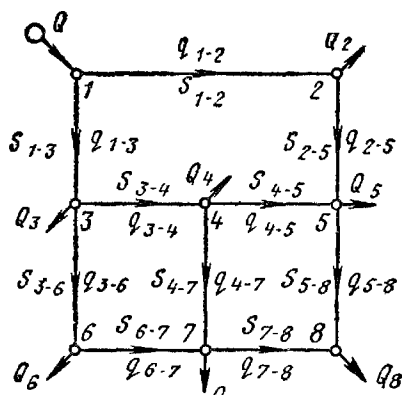


Рис. III.22

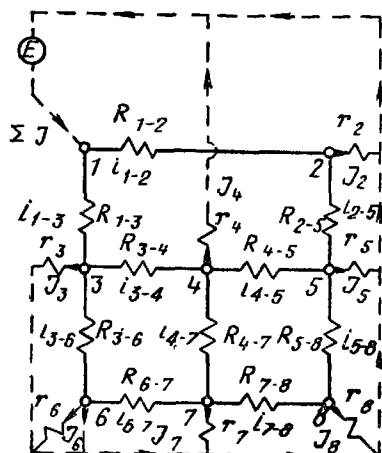


Рис. III.23

Электронные цифровые вычислительные машины получили весьма широкое применение; они являются универсальными вычислительными машинами, которые могут выполнять громадное количество элементарных операций в единицу времени и решать таким образом различные задачи.

Основными характеристиками различных ЭЦВМ являются их «быстродействие», т. е. количество операций, которые они могут выполнять в единицу времени, и объем их памяти (запоминающего устройства), т. е. объем (количество) численных данных информации, которые каждая машина может принять одновременно. Современные машины могут выполнять десятки и сотни тысяч операций в секунду.

ЭЦВМ уже широко применяют для проведения расчетов систем подачи и распределения воды. На них можно решать все те же задачи, что и на аналоговых машинах.

Для возможности использования ЭЦВМ необходимо составление программ для каждого типа задач. Программа представляет собой перечень операций и команд, определяющих последовательность проведения этих операций машиной. Программа в специально закодированном виде должна быть введена в память машины. Кроме того, машине должна быть передана (также специально закодированная) вся требуемая информация о рассчитываемой системе. Одна и та же программа может быть использована для решения однотипных задач при различных численных исходных данных и разных характеристиках отдельных элементов системы.

В настоящее время разработаны и используются программы для проведения всех основных видов расчета систем подачи и распределения воды, как поверочных, так и технико-экономических.

Использование различных счетно-решающих устройств для расчета водопроводных систем является исключительно перспективным.

Быстровыполняя громадную работу по проведению чисто вычислительных операций, машина экономит время проектировщика и позволя-

ет ему сосредоточить свои силы и внимание на творческих задачах проектирования, выборе наиболее современных технических и наиболее экономичных решений.

Глава 7

ОСНОВЫ ТЕОРИИ И МЕТОДЫ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ СИСТЕМ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ

§ 27. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ О ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОМ РАСЧЕТЕ СИСТЕМЫ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ

При поверочных расчетах сетей диаметры участков сети определялись по приближенным формулам (§ 18) и по расходам, намеченным при начальном потокораспределении с учетом требований надежности.

Гидравлический (поверочный) расчет сети производился при уже известных (принятых) величинах диаметров и имел целью определить истинное значение расходов в участках сети.

В наиболее общем виде задача расчета систем подачи и распределения воды может быть сформулирована как задача о нахождении такого распределения расходов и таких диаметров, которые обеспечивали бы наибольшую экономичность самой сети и связанных с ней сооружений по подаче и аккумулярованию воды (т. е. насосных станций и напорных регулирующих емкостей). При этом, разумеется, должны также удовлетворяться требования надежности.

Экономичность системы оценивается по величине приведенных затрат (W) на ее строительство и эксплуатацию.

Если выразить величину W в функции расходов и диаметров участков, то, очевидно, те расходы и диаметры будут экономически наивыгоднейшими, при которых W будет иметь наименьшее значение.

В отличие от поверочных расчетов сетей, когда диаметры были уже назначены, при полном технико-экономическом расчете неизвестными будут как расходы, так и диаметры.

Общее число неизвестных расходов в рассчитываемой системе, имеющей p участков и e подач водопитателей и нефиксированных отборов, составит $p+e$. Число неизвестных диаметров равно p . Следовательно, общее число неизвестных составляет $2p+e$.

Если расходы и диаметры будут найдены каким-либо способом, то все потери напора и все пьезометрические отметки в узлах сети и в узлах расположения водопитателей могут быть определены единственно возможным образом.

Величины q_{i-k} и d_{i-k} в данной задаче в общем виде являются несвязанными между собой (так как выражения диаметров через расходы пока неизвестны). Для нахождения указанных $2p+e$ неизвестных могут быть использованы:

m узловых уравнений

$$\sum q_{i-k} + Q_i = 0;$$

n контурных уравнений для n колец (реальных)

$$\sum h_{i-k} = 0 \text{ или } \sum k \frac{l_{i-k}}{d_{i-k}^m} q_{i-k}^B = 0;$$

$e-1$ уравнений связи для e водопитателей

$$F(Q)_I - \Phi(Q)_K = (\sum sq^B)_{I-K} = (\sum h)_{I-K},$$

т. е. всего $(m+n-1) + e = p + e$ уравнений.

Таким образом, для нахождения всех неизвестных p диаметров и $p + e$ расходов недостает p уравнений. Эти уравнения могут быть получены исходя из удовлетворения условий экономичности, т. е. исходя из условий получения минимальной величины приведенных затрат по системе W . Они имеют вид

$$\frac{\partial W}{\partial q_{i-k}} = 0 \text{ или } \frac{\partial W}{\partial d_{i-k}} = 0.$$

Число этих уравнений при удовлетворении условий гидравлических связей будет в сумме равно p .

§ 28. ВИД ФУНКЦИИ СТОИМОСТИ И ЕЕ АНАЛИЗ

Для простейшей системы, представленной на рис. III.24, приведенные затраты W за некоторый срок t будут иметь следующее выражение:

$$W = (p_1 + E) \sum_{\text{сети}} (a + b d_{i-k}^\alpha) l_{i-k} + P (H_0 + \sum_{\text{напр}} h_{i-k}) Q. \quad (\text{III.11})$$

Здесь $a + b d_{i-k}^\alpha$ — эмпирическая формула, используемая обычно для определения строительной стоимости водопроводных линий, отнесенной к единице длины (величины a и b , получаемые в результате обработки сметных данных, зависят от материала труб, глубины их укладки, характера грунтов и их водоносности); d_{i-k} и l_{i-k} — диаметр и длина линии; p_1 — нормативный процент ежегодных отчислений на амортизацию и ремонт со строительной стоимости сети и водоводов; $E = 1/t$, где t — нормативный расчетный срок (срок окупаемости капиталовложений).

Таким образом, первый член выражения (III.11) представляет собой полную величину ежегодных отчислений со строительной стоимости сетей и водоводов.

Второй член — это основные эксплуатационные затраты, связанные с подачей воды (стоимость расходуемой энергии). Здесь H_0 — геометрическая высота подъема воды насосами в м (см. рис. III.24); $\sum h_{i-k}$ — сумма потерь напора (в м) в водоводе и в любой магистрали сети, соединяющей ее начальную точку с конечной; Q — полный расчетный расход воды, подаваемой в систему, в л/с.

Величина

$$P = \frac{(p_2 + E) fr + 365 \cdot 24 \sigma \gamma}{102 \eta},$$

где p_2 — нормативный процент ежегодных отчислений со строительной стоимости насосной станции;

f — стоимость строительства станции, отнесенная на единицу установленной мощности;

r — коэффициент резерва насосного оборудования;

σ — стоимость 1 квт·ч электроэнергии, потребляемой для подъема воды;

γ — коэффициент неравномерности расходования энергии на подъем воды в течение расчетного периода;

η — общий коэффициент полезного действия насосной станции.

Все величины, входящие в выражение W , кроме d_{i-k} и h_{i-k} , принимаются для расчета как заданные.

Следует отметить, что значения диаметров, которые могут быть фактически использованы, представляют собой дискретный ряд величин

(предусматриваемый сортаментом труб), так же как и характеристики насосов $H = \varphi(Q)$.

Из трех величин q_{i-k} , d_{i-k} и h_{i-k} для каждого участка сети независимыми переменными являются только две.

При анализе величины W удобнее ее выражать в функции расходов и потерь напора; для этого диаметры d_{i-k} надо выразить через потери напора:

$$d_{i-k} = \left(k \frac{q_{i-k}^\beta}{h_{i-k}} l_{i-k} \right)^{1/m}.$$

Принимая в дальнейших расчетах $\beta=2$, получим

$$W = (p_1 + E) \sum_{\text{сети}} \left(a + b k^{\alpha/m} q_{i-k}^{2\alpha/m} h_{i-k}^{-\alpha/m} l_{i-k}^{\alpha/m} \right) l_{i-k} + P \left(H_0 + \sum_{\text{напр}} h_{i-k} \right) Q. \quad (\text{III.12})$$

Первая сумма распространяется на все участки сети, вторая — на участки одного из возможных путей, соединяющего насосную станцию с конечной точкой сети.

Искомые величины q_{i-k} и h_{i-k} должны, как было сказано, соответствовать наименьшему значению функции W . Очевидно, необходимо исследовать экстремальные значения функции W , определить их характер и попытаться найти соответствующие значения q_{i-k} и h_{i-k} (а следовательно, и d_{i-k}).

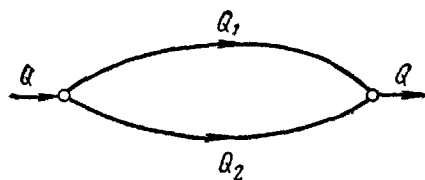
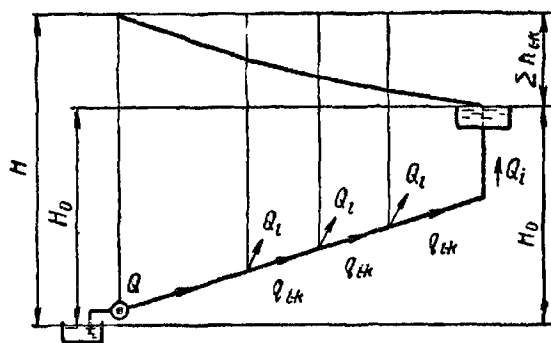


Рис. III.25

← Рис. III.24

Так как расходы и потери напора в сетях связаны соответственно первым и вторым законами Кирхгофа, задача состоит в определении условного экстремума функции W при соблюдении уравнений $\sum q_{i-k} + Q_i = 0$ для всех узлов и $\sum h_{i-k} = 0$ для всех колец сети.

Подобная задача может быть, как известно, решена с использованием неопределенных множителей Лагранжа путем нахождения экстремального значения некоторой функции

$$\psi = W + \sum \lambda_i (\sum q_{i-k} + Q_i) + \sum \lambda_l \sum h_{i-k}.$$

В результате дифференцирования ψ по q_{i-k} и по h_{i-k} , приравнивания нулю частных производных $\partial \psi / \partial q_{i-k}$ и $\partial \psi / \partial h_{i-k}$ и исключения неопределенных множителей, получим две группы уравнений:

n уравнений вида

$$\frac{\partial \psi}{\partial q_{i-k}} = 0$$

и $m-1$ уравнений вида

$$\frac{\partial \psi}{\partial h_{i-k}} =$$

Таким образом, формально мы получим недостающие $n+m-1=p$ уравнений.

Однако анализ вторых дифференциалов функции W (по q_{i-k} и h_{i-k}) показывает, что при всех практически встречающихся значениях α и m величина $\partial^2 W / \partial h_{i-k}^2$ всегда положительна, а величина $\partial^2 W / \partial q_{i-k}^2$ всегда отрицательна.

Следовательно, функция W является выпукло-вогнутой и не имеет экстремума.

Таким образом, нахождение одновременно оптимальных значений расходов и оптимальных значений потерь напора неосуществимо.

Если задаться значениями расходов воды в участках сети q_{i-k} , то экстремальное значение функции W может быть найдено; функция W оказывается выпуклой, и величины потерь напора (а следовательно, и диаметров при заданных расходах) получаются из уравнений $\partial W / \partial h_{i-k}$ и соответствуют наименьшей величине W , т.е. являются наивыгоднейшими.

Если же задаться значениями потерь напора, то функция W будет вогнутой, и получаемые из уравнений $\partial W / \partial q_{i-k} = 0$ расходы соответствуют наибольшему значению функции W и, следовательно, являются наименее выгодными.

Задача определения наивыгоднейших расходов в участках кольцевой сети сводится фактически к попытке нахождения наивыгоднейшего распределения потоков воды. Но, как мы видели, экстремальное значение $W = F(q_{i-k})$ соответствует не минимуму, а максимуму W .

Наглядной иллюстрацией этого может служить попытка отыскания наивыгоднейшего распределения общего расхода Q по ветвям кольца с одинаковыми длинами ветвей (рис. III.25). Анализ функции W для такого кольца показывает, что экстремальному (наибольшему) значению W соответствует распределение расхода Q поровну между двумя ветвями кольца. Наименьшее значение W будет при таком распределении, когда весь расход Q пойдет по одной из ветвей кольца, т.е. при $Q_1 = Q$ и $Q_2 = 0$. В этом случае необходимость во второй ветви отпадает и кольцо превращается в одну линию.

Анализ распределения потоков по ветвям любой кольцевой сети показывает, что наивыгоднейшим будет такое распределение потоков, при котором кольцевая сеть превращается в дерево. Этим подтверждается положение, что кольцевая сеть по сравнению с разветвленной всегда будет менее экономична (для обеспечения водой заданных потребителей). Кольцевание сетей есть мера по повышению надежности сети и, естественно, вызывает дополнительные затраты.

Задавать начальное потокораспределение (см. § 22) необходимо исходя из требований надежности. Если это требование удовлетворено, то соответствующее потокораспределение может быть принято как заданное для определения наивыгоднейших диаметров.

§ 29. МЕТОДЫ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО РАСЧЕТА СЕТЕЙ ПРИ ЗАДАННЫХ ЗНАЧЕНИЯХ РАСХОДОВ ВОДЫ В ЛИНИЯХ СЕТИ

При заданных значениях расходов в участках сети неизвестными являются значения диаметров d_{i-k} или потерь напора h_{i-k} .

Практически, как было сказано, удобнее искать значения h_{i-k} , после чего однозначно определяются и соответствующие диаметры d_{i-k} .

Необходимая для этого система уравнений получается в результате дифференцирования функции стоимости W по h_{i-k} , т.е. из системы уравнений вида $\partial W / \partial h_{i-k} = 0$.

В развернутом виде (например, для сети, указанной на рис. III.26) эта система имеет вид:

$$\left. \begin{aligned}
 a_{1-2} h_{1-2}^{\frac{\alpha+m}{m}} + a_{1-6} h_{1-6}^{\frac{\alpha+m}{m}} - AQ &= 0; \\
 a_{1-2} h_{1-2}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{2-3} h_{2-3}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{2-5} h_{2-5}^{\frac{\alpha+m}{m}} &= 0; \\
 a_{2-3} h_{2-3}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{3-4} h_{3-4}^{\frac{\alpha+m}{m}} &= 0; \\
 a_{3-4} h_{3-4}^{\frac{\alpha+m}{m}} + a_{4-5} h_{4-5}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{4-9} h_{4-9}^{\frac{\alpha+m}{m}} &= 0; \\
 a_{2-5} h_{2-5}^{\frac{\alpha+m}{m}} + a_{5-6} h_{5-6}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{4-5} h_{4-5}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{5-8} h_{5-8}^{\frac{\alpha+m}{m}} &= 0; \\
 a_{1-6} h_{1-6}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{5-6} h_{5-6}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{6-7} h_{6-7}^{\frac{\alpha+m}{m}} &= 0; \\
 a_{6-7} h_{6-7}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{7-8} h_{7-8}^{\frac{\alpha+m}{m}} &= 0; \\
 a_{5-8} h_{5-8}^{\frac{\alpha+m}{m}} + a_{7-8} h_{7-8}^{\frac{\alpha+m}{m}} - a_{8-9} h_{8-9}^{\frac{\alpha+m}{m}} &= 0.
 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.13})$$

В системе этих уравнений (число их равно числу узлов сети без одного) содержатся однотипные члены вида $a_{i-k} h_{i-k}^{\frac{\alpha+m}{m}}$, где $a_{i-k} = q_{i-k}^{\frac{2\alpha}{m}} \times \frac{\alpha+m}{l_{i-k}^m}$.

Для всех узлов, кроме начального 1, эти выражения удовлетворяют условию, аналогичному условию баланса расходов в узлах сети. Для начального узла сети уравнение выражает равенство величин $a_{i-k} h_{i-k}^{\frac{\alpha+m}{m}}$ для участков, отходящих от узла 1, величине AQ , где Q — полный расход воды, подаваемой в сеть (здесь — при одном водопитателе — этот расход также известен); величина

$$A = \frac{P}{(p_1 + E) b k^{\alpha/m}}.$$

Значения всех величин, входящих в P , приведены в § 28.

Подобная система $m-1$ нелинейных уравнений с $m-1$ неизвестными h_{i-k} может быть решена любым из существующих для этого методов.

Относительно простой способ решения этой задачи предложен проф. Л. Ф. Мошным.

Если разделить все уравнения системы (III.13) на A и обозначить выражение $a_{i-k} h_{i-k}^{\frac{\alpha+m}{m}} / A$ через $x_{i-k} Q$ (т.е. в частях полного расхода Q), то указанная система уравнений примет вид:

$$\begin{aligned}
 x_{1-2} Q + x_{1-6} Q &= Q; \\
 x_{1-2} Q - x_{2-3} Q - x_{2-5} Q &= 0; \\
 x_{2-3} Q - x_{3-4} Q &= 0; \\
 &\dots\dots\dots
 \end{aligned}$$

Разделив, наконец, все эти уравнения на Q , получим $m-1$ уравнений, связывающих величины x_{i-k} :

$$\left. \begin{aligned}
 x_{1-2} + x_{1-6} &= 1; \\
 x_{1-2} - x_{2-3} - x_{2-5} &= 0; \\
 x_{2-3} - x_{3-4} &= 0; \\
 &\dots\dots\dots
 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.14})$$

Нетрудно видеть, что величины x_{i-k} аналогичны некоторым (фиктивным) расходам, полученным при распределении по участкам сети расхода, равного единице, пропускаемого транзитом через сеть.

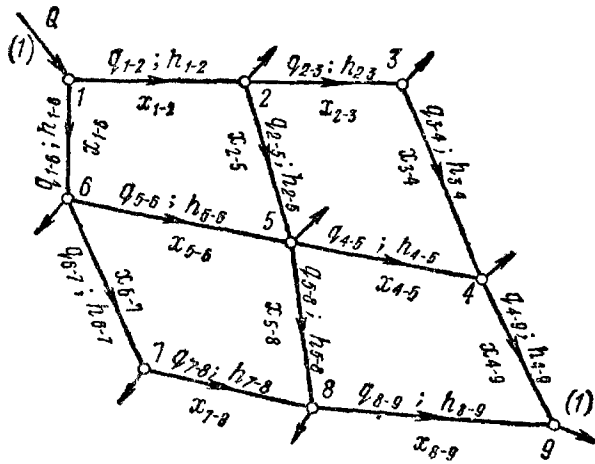


Рис. III.26

Так как

$$x_{i-k} = \frac{a_{i-k} h_{i-k}^{-\frac{\alpha+m}{m}}}{AQ} = \frac{q_{i-k}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{i-k}^{-\frac{\alpha+m}{m}} h_{i-k}^{-\frac{\alpha+m}{m}}}{AQ},$$

то отсюда

$$h_{i-k} = \frac{q_{i-k}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{i-k}^{-\frac{\alpha+m}{m}} x_{i-k}^{-\frac{m}{\alpha+m}}}{(AQ)^{\frac{\alpha+m}{m}}}, \quad (\text{III.15})$$

Для каждого кольца сети $\sum h_{i-k} = 0$; знаменатель выражения (III.15) есть величина постоянная, следовательно, для каждого кольца

$$\sum q_{i-k}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{i-k}^{-\frac{\alpha+m}{m}} x_{i-k}^{-\frac{m}{\alpha+m}} = 0. \quad (\text{III.16})$$

Система уравнений (III.16) для всех колец сети представляет собой систему контурных уравнений увязки колец сети по фиктивным расходам x_{i-k} , а выражение $q_{i-k}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{i-k}^{-\frac{\alpha+m}{m}}$, аналогичное гидравлическим сопротивлениям, называется фиктивным сопротивлением и обозначается Φ_{i-k} .

Тогда величины $\Phi_{i-k} x_{i-k}^{-\frac{m}{\alpha+m}}$ представляют собой фиктивные потери напора в участках сети $h_{\Phi_{i-k}}$.

Нетрудно видеть, что величины $h_{\Phi_{i-k}}$ в $(AQ)^{\frac{m}{\alpha+m}}$ раз больше действительных потерь напора h_{i-k} в соответствующих участках.

С помощью формулы (III.15) получим такое выражение для экономически наивыгоднейшего диаметра сети

$$d_{i-k} = \left(k \frac{q_{i-k}^2 l_{i-k}}{h_{i-k}} \right)^{1/m} = \left(A k^{\frac{\alpha+m}{m}} \right)^{\frac{1}{\alpha+m}} \frac{1}{Q^{\frac{1}{\alpha+m}}} \frac{1}{x_{i-k}^{\frac{1}{\alpha+m}}} \frac{2}{q_{i-k}^{\frac{2}{\alpha+m}}}.$$

Если обозначить $A k^{\frac{\alpha+m}{m}}$ через $\mathcal{E}$, то экономически наивыгоднейший диаметр участка любой сети будет:

$$d_{i-k} = \mathcal{E}^{\frac{1}{\alpha+m}} Q^{\frac{1}{\alpha+m}} x_{i-k}^{\frac{1}{\alpha+m}} q_{i-k}^{\frac{2}{\alpha+m}}. \quad (\text{III.17})$$

или

$$d_{i-k} = \left(\mathcal{E} \frac{Q}{q_{i-k}} x_{i-k} \right)^{\frac{1}{\alpha+m}} q_{i-k}^{\frac{3}{\alpha+m}}. \quad (\text{III.17a})$$

Величина $\mathcal{E}$ — экономический фактор, содержащий показатели, указанные на стр. 61.

Если провести через сеть фиктивный расход, равный единице, и увязать сеть по фиктивным расходам x_{i-k} (составляющим доли этой единицы), удовлетворяя уравнениям (III.14) и (III.16), то полученные в результате увязки значения x_{i-k} могут быть подставлены в общую формулу (III.17a) экономически наивыгоднейшего диаметра участка сети.

Все остальные величины, стоящие в этой формуле, известны (Q), вычислены для данных экономических условий ($\mathcal{E}$) или заданы при первоначальном потокораспределении (q_{i-k}).

Для водовода с несколькими последовательно расположенными отборами воды по его длине экономически наивыгоднейший диаметр

$$d_{i-k} = \mathcal{E}^{\frac{1}{\alpha+m}} Q^{\frac{1}{\alpha+m}} q_{i-k}^{\frac{2}{\alpha+m}},$$

т. е. для всех участков здесь $x_{i-k} = 1$.

И, наконец, для независимо работающей линии этот диаметр

$$d = \mathcal{E}^{\frac{1}{\alpha+m}} Q^{\frac{3}{\alpha+m}}, \quad (\text{III.18})$$

т. е. выражается формулой, которая была приведена выше (см. § 18) для приближенного определения экономически наивыгоднейших диаметров участков сети.

Для сетей с несколькими водопитателями, для разветвленных сетей с различными пьезометрическими отметками в концевых точках, для кольцевых сетей с несколькими концевыми точками схода потоков также возможен полный технико-экономический расчет с применением изложенных методов, но при использовании некоторых дополнительных приемов (см. литературу, указанную в списке в конце раздела).

В приведенных формулах расчетные расходы (и в том числе полный расход Q) принимались постоянными. В действительности они будут изменяться в соответствии с режимом водопотребления так же, как и количество энергии, затрачиваемой на подъем воды.

При проведении технико-экономических расчетов учет колебаний расходования энергии и связанных с этим затрат на подъем воды имеет существенное значение.

Очевидно, что экономически наивыгоднейшими будут те диаметры, при которых величина приведенных затрат будет наименьшей не для какого-либо расчетного момента, а за определенный расчетный период. Расходы энергии необходимо интегрировать за этот промежуток времени и определять их полную стоимость.

В изложенных выше методах расчета мы рассматривали работу системы в определенный расчетный момент, а колебание расхода энергии за расчетный период учитывали коэффициентом γ . Этот коэффициент зависит от коэффициентов неравномерности водопотребления (как циклических — в течение суток года, так и отражающих постепенный рост водопотребления — в течение расчетного периода), а также от режима работы насосной станции.

Из формулы (III.18) видно, что каждому заданному расходу (при определенном значении экономического фактора $\mathcal{E}$) будет соответствовать определенное значение экономически наивыгоднейшего диаметра $d_{\text{эк}}$. Как было указано ранее, мы вынуждены вместо $d_{\text{эк}}$ принимать ближайший стандартный диаметр.

Очевидно, могут быть найдены такие значения расходов, при которых соседние стандартные диаметры окажутся равноценными по экономическим показателям, т. е. дадут одинаковые приведенные затраты. Значения таких пограничных (предельных) расходов определяют пределы экономичного использования стандартных диаметров (см. приложение I).

Если, пользуясь таблицами предельных экономических расходов, мы хотим найти наивыгоднейший диаметр любой линии сети (а не независимо работающей линии) и при любом (отличном от табличного) значении экономического фактора $\mathcal{E}$, то в формулу (III.18) следует вводить так называемый «приведенный расход»

$$q'_{i-k} = \left(\frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_{\text{табл}}} \cdot \frac{Qx_{i-k}}{q_{i-k}} \right)^{\frac{1}{3}} q_{i-k},$$

где $\mathcal{E}$ — заданное значение экономического фактора;

Q — полный расход воды, подаваемой в сеть;

x_{i-k} — фиктивный расход в участке;

q_{i-k} — расчетный расход в участке сети.

§ 30. СОЧЕТАНИЕ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ С ПОВЕРОЧНЫМИ ГИДРАВЛИЧЕСКИМИ РАСЧЕТАМИ СЕТЕЙ (ОБЪЕМ И ПУТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПРИНЦИПОВ В РЕАЛЬНОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ СИСТЕМ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ)

Использование изложенных методов расчета систем подачи и распределения воды дает возможность решать все основные задачи по определению величин оптимальных диаметров сетей и водоводов при их совместной работе с водопитателями и регулирующими емкостями при учете требований надежности, определять (в результате поверочных расчетов) действительный режим работы всех элементов системы для различных расчетных моментов и обоснованно выбирать характеристики насосных станций.

Доминирующим принципом при всех расчетах указанных систем является принцип нахождения решения, обеспечивающего наивыгоднейшие экономические показатели системы в целом при соблюдении заданных условий нормального водообеспечения потребителей и требований надежности.

В практике проектирования систем водоснабжения все изложенные методы расчета используются в различных сочетаниях и модификациях. До начала расчета системы должна быть установлена (выбрана) ее общая схема, т. е. место расположения всех водопитателей, регулирующих емкостей и нефиксированных отборов, трассы всех водоводов и магистральных расчетных линий сети, а также намечены схемы отдачи воды (узловые фиксированные отборы) для всех расчетных случаев. Все это может быть сделано в нескольких вариантах.

Основными расчетными случаями нормальной работы системы яв-

ляются момент наибольшего водопотребления и момент двустороннего питания сети — от водопитателей (насосных станций) и от напорно-регулирующих емкостей, расположенных в удаленных точках сети. Кроме того, система должна быть проверена на случаи подачи воды при аварии¹ на сети (в соответствии с требованиями надежности) и при пожаре (в соответствии с противопожарными требованиями).

Обычно расчет системы подачи и распределения воды производят в следующем порядке:

1) намечается начальное потокораспределение с учетом требований надежности и с учетом возможного колебания расходования энергии на подъем воды;

2) производится определение экономически наивыгоднейших диаметров линий сети и водоводов;

эта задача может решаться путем применения полного технико-экономического расчета (см. § 29) или путем использования упрощенных формул или таблиц предельных расходов. И в том и в другом случае диаметр должен определяться по «приведенному расходу» (см. § 18). В практике проектирования преимущественное распространение имеют упрощенные приближенные способы нахождения экономически наивыгоднейших диаметров. Применение вычислительных машин позволяет использовать и полный технико-экономический расчет;

3) далее проводится серия поверочных расчетов системы, т. е. внутренняя и внешняя увязка сети при уже принятых диаметрах линий и намеченных к использованию насосных агрегатах.

Учет совместной работы сети с водопитателями и нефиксированными отборами часто проводится путем последовательных попыток и внесения коррективов в величины Q и H водопитателей сети. Однако эта же задача решается успешно (особенно при использовании вычислительных машин) путем изложенных методов «внешней увязки».

Поверочные расчеты проводятся не только для основных расчетных случаев нормальной работы системы, но и на все (намеченные) аварийные случаи.

При необходимости значения диаметров корректируются.

При наличии сравниваемых вариантов расположения водопитателей, распределения общей нагрузки между ними, трассы водоводов и т. п. указанная серия расчетов проводится для каждого варианта.

Таким образом, общая технико-экономическая задача решается в результате использования методов прямого расчета, поверочного расчета и методов вариантного проектирования.

Следует еще раз подчеркнуть, что использование вычислительных машин позволяет выполнять весь большой объем перечисленных расчетов достаточно быстро и точно.

Глава 8

ЗОНИРОВАНИЕ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

§ 31. ПОНЯТИЕ О ЗОННЫХ СИСТЕМАХ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

При определенных местных топографических условиях в ряде случаев оказывается целесообразным разделить единой централизованной системы водоснабжения на несколько «высотных зон».

¹ Предусмотрено проектом новой редакции СНиП II-Г.3.

Зонирование водопровода может быть вызвано как техническими, так и экономическими соображениями, так как оно позволяет снизить давление в трубах водопроводных сетей и уменьшить количество энергии, затрачиваемой на подъем воды.

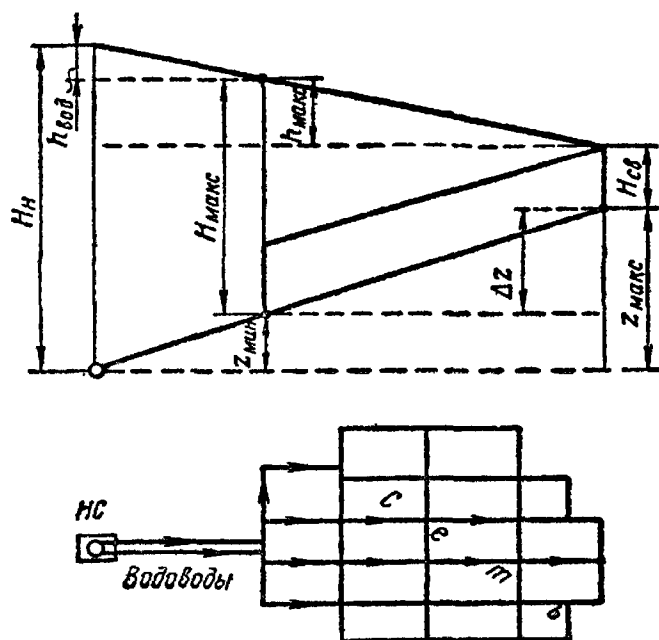


Рис. III.27

Системы водоснабжения, разделенные на зоны, называются зонными, или зональными. Чаще всего зонные водопроводы устраивают в случае значительной разности отметок земли в пределах обслуживаемой водопроводом территории.

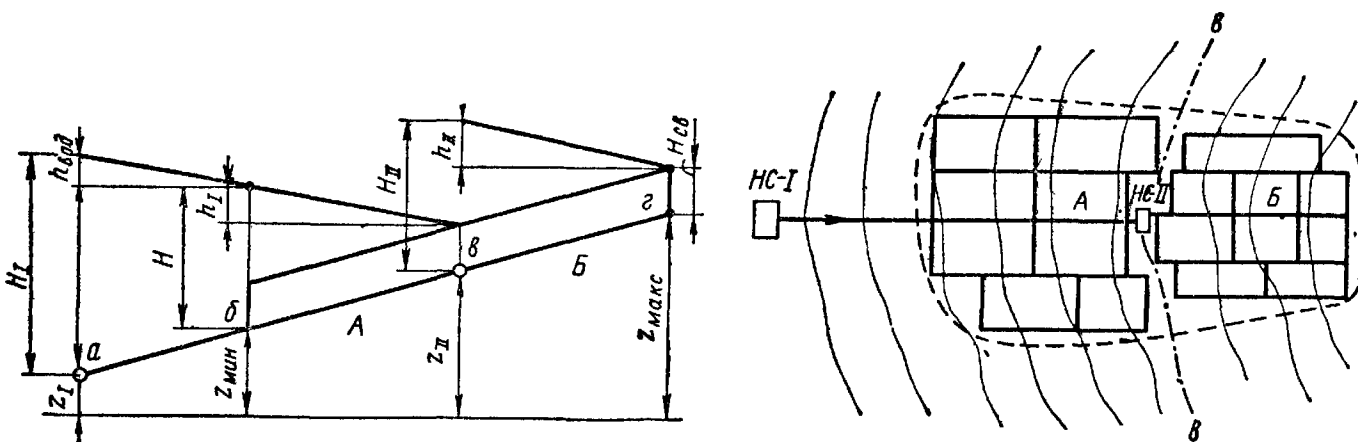


Рис. III.28

Иногда зонирование применяется и при большом различии значений свободных напоров, требуемых отдельными потребителями (в водопроводах некоторых промышленных предприятий).

Когда отдельные точки снабжаемой водой территории имеют значительную разность отметок, то в пониженных точках водопроводной сети могут возникнуть давления, превышающие допустимые для используемых типов труб и условий эксплуатации водопровода.

Если в наиболее высоко расположенной точке сети (рис. III.27) должен быть обеспечен свободный напор $H_{св}$, то в ее нижней точке при незонированной системе напор будет составлять

$$H_{\text{макс}} = (z_{\text{макс}} - z_{\text{мин}}) + H_{\text{св}} + h_{\text{макс}},$$

или

$$H_{\text{макс}} = \Delta z + H_{\text{св}} + h_{\text{макс}},$$

где $z_{\text{макс}} - z_{\text{мин}} = \Delta z$ — максимальная разность отметок местности в пределах обслуживаемой территории;

$h_{\text{макс}}$ — максимальные потери напора в сети.

Если полученное значение $H_{\text{макс}}$ превышает допустимый напор, то необходимо разделить сеть на зоны с таким расчетом, чтобы в пределах каждой из них напор не превышал допустимого.

Зонирование может быть осуществлено по «последовательной» или по «параллельной» схеме. В первом случае отдельные зоны соединяются последовательно (рис. III.28), во втором случае зоны включены параллельно (рис. III.29).

При последовательном зонировании общая водопроводная сеть объекта делится на две последовательно соединенные сети (например, А и Б на рис. III.28). Граница между зонами α — β определяется значением наибольшего допустимого в сети напора H_I .

Напор в сети нижней зоны А (H) также не должен превышать допустимого.

Вода подается головной насосной станцией в количестве $Q_I + Q_{II}$, обеспечивающем потребности обеих зон, и под напором H_I , рассчитанным на подъем воды до границы между зонами. Здесь устанавливается насосная станция НС-II верхней зоны. Она берет воду в количестве Q_{II} из сети нижней зоны (непосредственно или через регулируемую емкость) и подает ее под напором H_{II} в сеть верхней зоны.

Таким образом, расход верхней зоны подается транзитом через сеть нижней зоны.

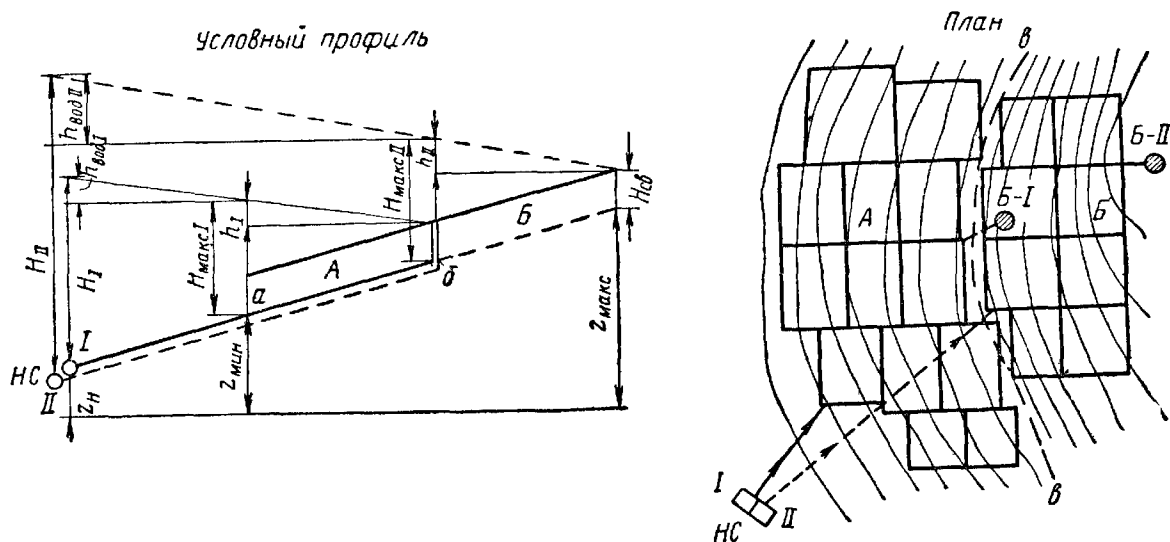


Рис. III 28

В системах параллельного зонирования принципы разделения общей сети на сети верхней и нижней зоны те же самые, но вода подается в сеть каждой зоны по отдельным водоводам своей группой насосов, расположенной на общей головной насосной станции (см. рис. III.29). Таким образом, зоны включаются параллельно.

Водоводы, питающие верхнюю зону, обычно прокладываются через территорию нижней зоны.

Насос нижней зоны подает расход Q_I под напором H_I , необходимым для этой зоны; насос верхней зоны подает расход Q_{II} под значительно

большим напором H_{II} , так как насосы второй зоны поднимают воду на значительно большую геометрическую высоту, и в величину их напора входят большие потери в водоводах.

Как видно из рис. III.29, при параллельном зонировании значения напоров $H_{\text{макс I}}$ для первой зоны и $H_{\text{макс II}}$ для второй зоны (в точках a и b примыкания водоводов к территориям зон) не должны превышать допустимого напора. Следует иметь в виду, что в водоводах, как правило, допустимы давления значительно большие, чем в сетях, к которым присоединяются домовые ответвления.

Каждая из рассмотренных систем зонирования имеет свои достоинства и недостатки.

Недостатком системы последовательного зонирования является необходимость устройства дополнительной отдельно стоящей насосной станции (для каждой лишней зоны), что связано с увеличением затрат на строительство и затрат на эксплуатацию — в части содержания персонала. Надежность этих систем ниже, чем систем параллельного зонирования, где имеет место независимая подача воды в каждую зону.

К недостаткам систем параллельного зонирования относится увеличение строительной стоимости водоводов (вследствие увеличения их суммарной длины).

Вообще строительная стоимость зонированной системы для любого объекта будет всегда больше, чем незонированной.

§ 32. ЭКОНОМИЧЕСКИЙ ЭФФЕКТ ЗОНИРОВАНИЯ

При зонировании систем водоснабжения всегда снижается (по сравнению с незонированной системой того же объекта) суммарная мощность насосных станций и, что самое главное, снижается расход энергии на подъем воды, а, следовательно, уменьшаются эксплуатационные расходы.

В силу этого в ряде случаев зонирование систем водоснабжения оказывается целесообразным исключительно по экономическим соображениям (даже тогда, когда оно не диктуется необходимостью избежать в сети давления, превышающие допустимые).

Снижение общего расхода энергии на подъем воды в результате зонирования можно легко объяснить, если учесть один из основных органических недостатков всякой централизованной системы водоснабжения. Он состоит в том, что в единой (незонированной) системе водоснабжения напор, который должны создавать насосы, определяется по наиболее неблагоприятно расположенной водоразборной точке, т. е. наиболее возвышенной и удаленной от источников питания. Остальные водоразборные точки требуют меньших напоров. При единой сети в этих точках создается излишний против требуемого напор.

Чтобы дать энергетическую оценку системе подачи и распределения воды, необходимо проанализировать, на что и в каких количествах расходуется общая энергия, затрачиваемая насосными станциями на подъем воды.

Рассмотрим простейшую систему в виде водовода с несколькими отборами Q_i в различных его точках и с одним насосом (рис. III.30).

Общее количество энергии, затрачиваемой в единицу времени насосом (и как бы передаваемой в систему) при подаче расхода Q л/с на общую высоту подъема H м, может быть выражено произведением

$$E = Q \gamma H.$$

или при $\gamma = 1$

$$E = QH.$$

Энергия E затрачивается на совершение работ трех следующих видов:

1) работы по подъему требуемых (потребителю) количеств воды Q_i до требуемых отметок точек отбора воды H_i (размер H_i складывается из отметки земли z_i и высоты расположения точки отбора над уровнем земли H'_i)

$$E_r = \sum Q_i H_i;$$

суммирование распространяется на все точки отбора воды из системы;

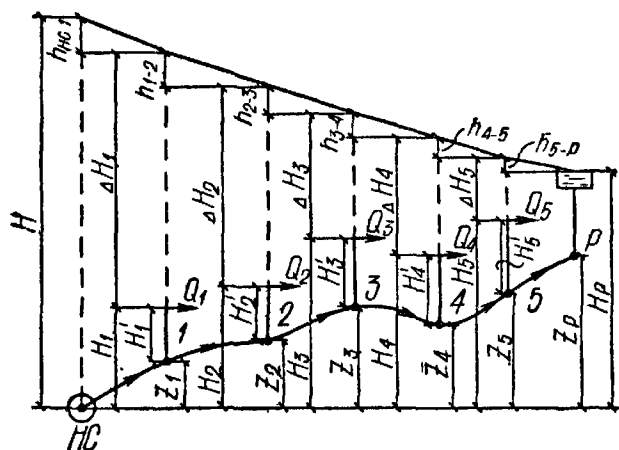


Рис. III.30

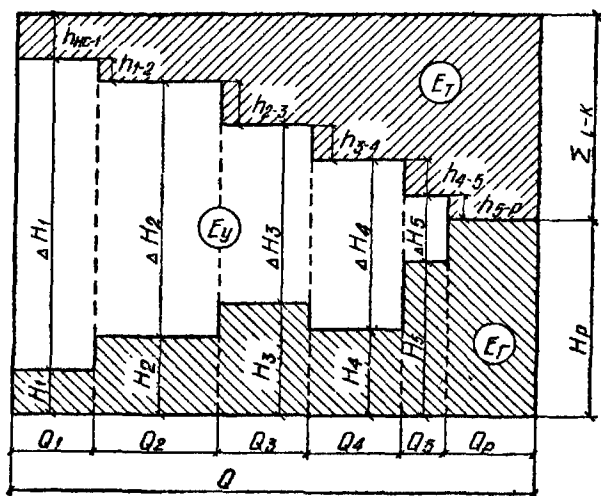


Рис. III.31

2) работы по преодолению гидравлических сопротивлений в трубах при транспортировании заданных количеств воды к местам ее отбора

$$E_r = \sum q_{i-k} h_{i-k},$$

где q_{i-k} — расчетные расходы и h_{i-k} потери напора в участках сети;

3) бесполезной работы при отборах воды под избыточным против потребного напором ΔH_i

$$E_y = \sum Q_i \Delta H_i.$$

Здесь суммирование распространяется также на все точки отбора воды.

Можно легко показать, что $E_r + E_r + E_y = E$.

Из трех компонентов энергии, затрачиваемой на подъем воды насосом, лишь первый E_r представляет собой полезно расходуемую (для потребителя) энергию. При проектировании систем водоснабжения расходы Q_i и отметки H_i точек отборов воды являются заданными. Следовательно, и энергия E_r является заданной и не может быть изменена проектировщиком. Второй компонент израсходованной энергии E_r представляет собой энергию, хотя и потерянную (для потребителя), но необходимую для транспортирования воды. Размер этого компонента получается в результате нахождения наивыгоднейших значений потерь напора (путем технико-экономического расчета сети) и экономически наивыгоднейших диаметров труб. Очевидно, стремление снизить E_r требует уменьшения h_{i-k} и приводит к неэкономичному решению, так как вызывает увеличение диаметров труб и нарушает наивыгоднейшее соотношение строительных и эксплуатационных затрат.

Третий компонент E_y представляет собой бесполезно расходуемую энергию. Наличие E_y и является казанным органическим недостатком

централизованных систем водоснабжения. Обслуживание единой системой потребителей, отбирающих воду из сети на различных отметках H_i , приводит к тому, что насосная станция должна подавать всю воду под напором, который требуется для одного высокорасположенного и удаленного потребителя.

Показателем эффективности использования энергии в централизованных системах водоснабжения может служить величина:

$$\varphi = \frac{E_r + E_t}{E} = 1 - \frac{E_y}{E}.$$

Очевидно, что для данного объекта и в данных условиях повышение φ , т. е. снижение избыточно расходуемой энергии, может быть осуществлено только путем снижения E_y (при условии, что E_t определено в результате технико-экономического расчета сети).

Для энергетического анализа систем водоснабжения весьма полезны «графики энергии»; например, график энергии на рис. III.31, построенный для простейшей системы, приведенной на рис. III.30. Здесь по оси абсцисс отложены отборы воды Q_i (последовательно) и расходы воды по участкам (получаемые путем суммирования Q_i); по оси ординат отложены величины H_i , ΔH_i и h_{i-k} . В соответствии с приведенными выше формулами образуются площади, представляющие собой компоненты энергии E_r , E_t и E_y . Относительный размер площади E_y непосредственно указывает на степень использования энергии в системе.

Графики энергии дают наглядное представление о влиянии различных факторов на величину E_y .

Так, наличие крупных отборов воды в начальных районах сети, расположенных на низких отметках, существенно увеличивает горизонтальные размеры нижних ступеней графика (лежащих в пределах больших значений ΔH) и тем самым площадь E_y , т. е. бесполезно расходуемую энергию. Следовательно, может оказаться экономически выгодным выделение крупных потребителей и их питание отдельной группой насосов, установленной на центральной станции (под соответствующим низким напором).

Увеличение ординат графика H_i для удаленных точек сети обуславливает увеличение всех его ординат и, следовательно, значительный рост площади E_y . Поэтому становится рентабельным выделение отдельных групп высоко расположенных потребителей в отдаленных районах сети в отдельную зону с питанием от районной станции подкачки.

Рассмотрение приведенного примера системы и ее энергетическая оценка наглядно показывают возможность эффективного снижения расхода энергии на подъем воды путем зонирования системы.

Очевидно, что применение зонирования для повышения экономичности системы может иметь смысл только в том случае, если вызываемое зонированием повышение строительной стоимости системы, стоимости содержания персонала нескольких станций и т. п. не перекрывает экономии, достигаемой благодаря снижению затрат на энергию.

§ 33. НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА ЗОННЫХ СИСТЕМ

При проектировании зонного водопровода основными вопросами является выбор числа зон и схемы зонирования.

На основании изложенного ясно, что решение этих вопросов зависит от технических и экономических соображений. По чисто техническим соображениям определяют число зон — исходя из необходимости

обеспечить в сети напоры, допустимые техническими условиями эксплуатации водопровода. Расчетная «высота зоны», т. е. разность отметок местности в пределах зоны $\Delta z = z_{\text{макс}} - z_{\text{мин}}$, не должна превышать

$$\Delta z_{\text{кр}} = H_{\text{макс}} - H_{\text{св}} - h_{\text{макс}}.$$

Как было сказано ранее (раздел II), рабочее давление $H_{\text{макс}}$, которое может быть допущено в водопроводной сети, в городских водопроводах не должно, как правило, превышать 60 кгс/см^2 .

Таким образом, задаваясь величиной $H_{\text{макс}}$, зная отметки местности z в пределах территории снабжаемого водой объекта и принимая ориентировочно возможную наибольшую величину потерь напора в сети $h_{\text{макс}}$, можно сделать вывод о том, является ли зонирование необходимым.

Если разность $\Delta z_{\text{кр}}$, вычисленная по приведенной формуле, будет превышать наибольшую разность геодезических отметок в пределах обслуживаемой территории, то, очевидно, система должна быть разбита на зоны.

Если зонирование устраивается из экономических соображений (т. е. в целях сокращения стоимости энергии на подъем воды), то, очевидно, экономически наивыгоднейшее число зон будет соответствовать минимальной величине приведенных затрат на строительство и эксплуатацию системы.

Анализ этого вопроса показывает, что экономически наивыгоднейшее число зон растет с увеличением стоимости электроэнергии, общей производительности водопровода и максимальной разности отметок обслуживаемой территории. Расчетная «высота зоны» уменьшается с увеличением суммарного расхода воды снабжаемым объектом и стоимости энергии и увеличивается с увеличением общей разности геодезических отметок в пределах территории объекта.

Ввиду большого числа и разнообразия факторов, влияющих на высоту зоны, экономически наивыгоднейшее значение ее может колебаться в широких пределах. Для малых городов (с незначительным расходом воды) в зависимости от стоимости энергии это значение достигает $60\text{—}100 \text{ м}$ и более, т. е. превосходит значение, предельно допустимое по техническим соображениям. В больших городах экономически наивыгоднейшая высота зоны падает до $25\text{—}40 \text{ м}$. Отсюда можно заключить, что для объектов с малым расходом выбор числа зон диктуется преимущественно техническими соображениями (соблюдение допустимых давлений); по экономическим же соображениям зонирование может быть целесообразным для объектов с относительно большим водопотреблением.

Выбор системы зонирования (последовательного или параллельного) зависит в основном от конфигурации обслуживаемой территории и рельефа местности. Параллельное зонирование обычно более рационально для городов с территорией, вытянутой вдоль горизонталей (рис. III.32, а), так как в этом случае протяженность водоводов от насосной станции до каждой из зон будет сравнительно малой. При застройке, вытянутой в направлении, перпендикулярном горизонталям (рис. III.32, б), обычно более рентабельно зонирование по последовательной схеме, так как увеличение числа станций может обойтись дешевле, чем укладка дополнительных водоводов значительного в данном случае протяжения.

Ввиду исключительного разнообразия местных условий могут быть различные комбинации зонных систем. Например, если возвышенная часть обслуживаемой территории расположена в непосредственной бли-

зости к источнику (рис. III.33), целесообразно устройство системы параллельного зонирования. При ином расположении источника (рис. III.34) может оказаться целесообразна система последовательного зонирования.

Зонирование водопроводных сетей по условиям допустимых давлений может быть применено не только при большой разности отметок

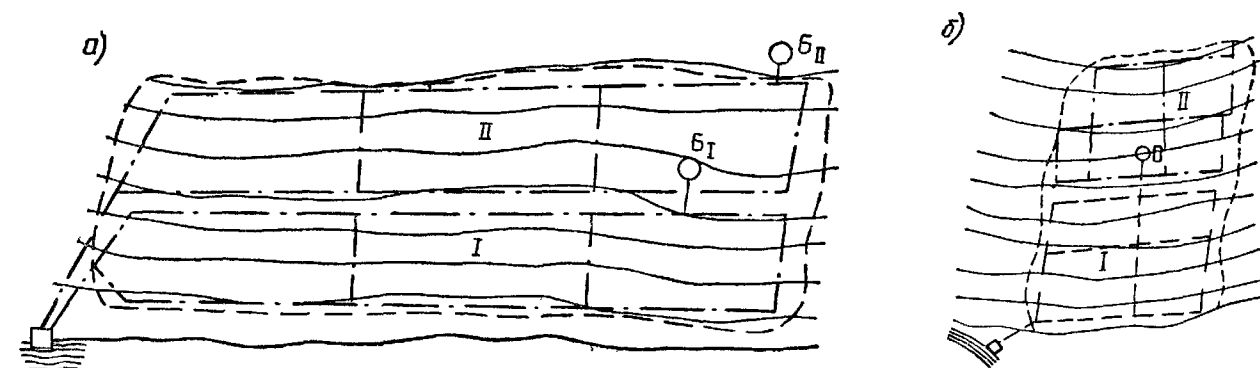


Рис. III.32

обслуживаемой территории, но и при значительном протяжении сети на местности с плоским рельефом. Увеличение давления в начальных точках сети из-за больших потерь напора может привести к недопустимым по техническим соображениям давлениям в трубах, а также к чрезмерно большим напорам насосов. Зонирование таких систем называют иногда «горизонтальным» в противоположность «вертикальному» зонированию системы на местности с резко выраженным рельефом.

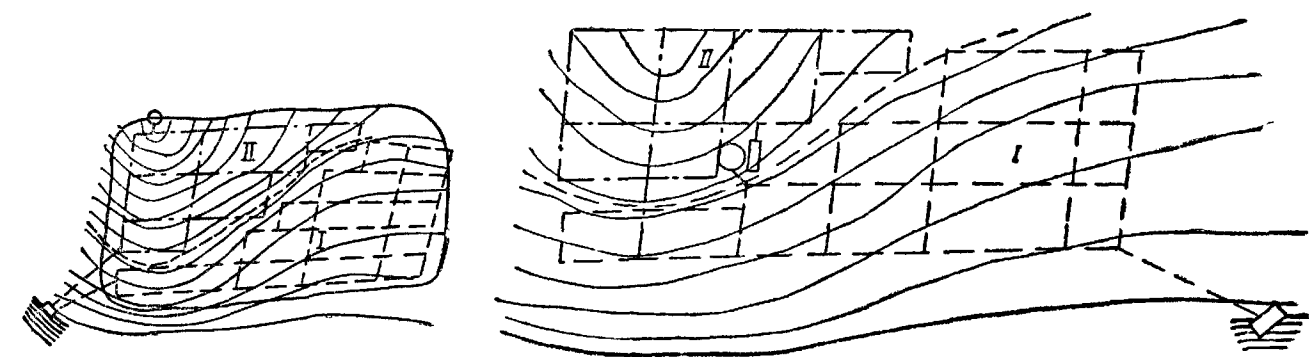


Рис. III.33

Рис. III.34

Горизонтальное зонирование ввиду значительной длины зон, обусловливаемой относительно медленным нарастанием потерь напора, всегда выгоднее устраивать по последовательной схеме. Весьма часто устраиваются однозонная основная сеть для города в целом и несколько районных станций подкачки, забирающих воду из основной сети и подающих ее в соответствующие возвышенные районы.

Ввиду того что с увеличением числа станций растут затраты на содержание обслуживающего персонала (составляющие существенную долю в бюджете городского водопровода), большое значение приобретает автоматизация работы станций подкачки, обеспечивающая автоматический пуск насоса при падении напора ниже заданного.

Гидравлический расчет зонных систем производится по тем же принципам, что и расчет обычных водопроводов, но при расчете сетей нижних зон должна быть учтена связь их с верхними зонами.

Примерами такой связи могут служить: транзит воды в верхние зоны, постоянный или переменный в зависимости от соотношения размеров водопотребления в отдельных зонах; тушение пожара с забором воды из подземного регулирующего резервуара; пополнение пожарного запаса (расход для пополнения пожарного запаса должен проходить транзитом через сети нижних зон).

Для точек отбора воды из основной сети станциями подкачки (непосредственно или через резервуары) при расчете должны быть заданы характеристики соответствующих нефиксированных отборов.

Своеобразные системы зонных водопроводов устраиваются при расположении источника на отметках, превышающих отметки обслуживаемой территории, т. е. при подаче воды самотеком.

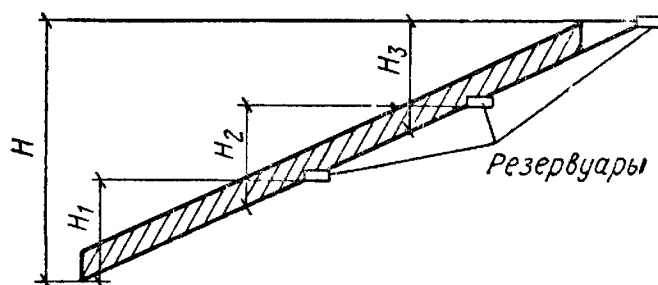


Рис. III.35

Если создаваемый напор приводит к чрезмерно высоким давлениям в нижних частях единой сети, то устраивают систему «обратного зонирования», разделяя сеть на две или несколько зон с промежуточными резервуарами, обслуживающими ближайшую нижнюю зону и подающими воду от верхней зоны (рис. III.35). Резервуары эти играют роль «гасителей» избыточного напора. Такие системы применяют в городах, расположенных в гористых местностях. В некоторых случаях избыточный напор при поступлении воды в такие резервуары используется для создаваемых здесь гидроэлектрических станций.

В мировой практике водоснабжения имеется ряд примеров таких станций значительной мощности, устроенных на крупных районных водопроводах.

Глава 9

УСТРОЙСТВО ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

§ 34. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОНСТРУКЦИИ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

Для того чтобы водопроводные сети могли успешно и бесперебойно выполнять свои функции транспортирования и распределения воды по территории снабжаемого объекта, они должны иметь надлежащее конструктивное оформление.

подавляющее большинство водопроводных линий (водоводов и сетей) монтируется из труб, т. е. элементов, изготовляемых заводским способом. На месте строительства производится лишь соединение труб и их укладка.

Таким образом, сооружение водопроводных сетей может служить

примером самого широкого использования принципа сборности в строительстве.

В соответствии с условиями работы водопроводных линий в процессе их эксплуатации к ним предъявляются следующие основные требования:

- а) прочность, т. е. хорошее сопротивление всем возможным (заданным) внутренним и внешним нагрузкам;
- б) герметичность (водонепроницаемость);
- в) гладкость внутренней поверхности их стенок, обеспечивающая наименьшие потери напора на трение при движении воды;
- г) долговечность, т. е. длительный срок службы, обусловливаемый в основном хорошим сопротивлением материала труб (или их покрытий) внешним и внутренним агрессивным воздействиям среды (транспортируемой воды, грунтов, грунтовых вод и т. п.).

Кроме того, трубы, как и все элементы сборного строительства, должны обеспечивать возможность их легкого, простого, быстрого и надежного соединения (монтажа стыков) на строительной площадке.

Наконец, водопроводные линии, как и всякие инженерные сооружения, должны удовлетворять требованиям наибольшей экономичности.

Напорные водопроводные трубы должны быть рассчитаны на сопротивление давлению воды на внутреннюю поверхность их стенок. Расчетное рабочее давление определяется в результате расчета сетей и водоводов и может колебаться для различных сетей в широких пределах.

В соответствии с условиями укладки труб они должны также иметь достаточную прочность для сопротивления давлению грунта, прогибам от собственного веса (при неплотных грунтах), нагрузкам от транспорта и т. п.

Герметичность как самих труб, так и, особенно, стыковых соединений является важнейшим условием успешной и экономичной работы водопровода. Несоблюдение герметичности линий вызывает постоянные непроизводительные траты воды и повышает стоимость эксплуатации системы. Утечки воды из сети могут также повлечь подмыв грунта и привести к серьезным авариям.

В системах водоснабжения различных объектов и в различных местных условиях все основные параметры, которые необходимо учитывать при выборе типа используемых труб (количество подаваемой воды, внутреннее рабочее давление, характер грунтов и т. п.), меняются в весьма широких пределах. Поэтому естественно, что в различных условиях более целесообразно использовать различные типы труб.

Таким образом, применение в мировой практике многих типов труб (как по материалам, так и по конструкции стыков) является следствием не только исторического развития производства труб, но и наличия различных условий их использования.

В современной практике строительства водоводов и наружных водопроводных сетей широко применяются трубы чугунные, стальные, асбестоцементные и железобетонные. Ранее некоторое применение имели деревянные трубы (различных конструкций). В настоящее время все более широкое применение в мировой практике получают предварительно напряженные железобетонные трубы и трубы из синтетических материалов (пластмассовые), являющиеся весьма перспективными.

Для возможности разумного выбора типов труб при определенных условиях необходимо ознакомиться с характеристикой современных типов труб из различных материалов и различных конструкций.

§ 35. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ВОДОПРОВОДНЫЕ ТРУБЫ

а. Чугунные водопроводные трубы

Чугунные водопроводные трубы, изготавливаемые в настоящее время в СССР, принадлежат к типу раструбных (рис. III.36, а), т. е. имеют на одном конце раструб.

Чугунные трубы изготавливают на наших заводах путем стационарного литья в песчаные формы (ГОСТ 5525—61), а также методом центробежного и полунепрерывного литья (ГОСТ 9583—61).

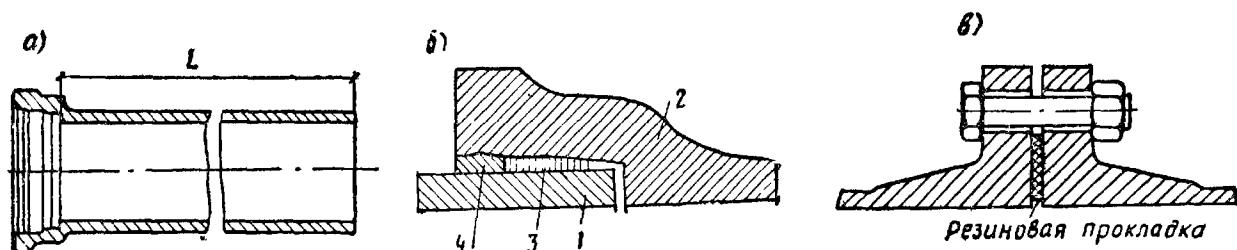


Рис. III.3

В зависимости от толщины стенок (и, следовательно, допустимого внутреннего давления) чугунные трубы, изготавливаемые по первому из указанных методов, выпускаются двух классов (А и Б), а изготавливаемые по второму методу — трех классов (ЛА, А и Б). Трубы изготавливаются внутренним диаметром (условным проходом) от 50 до 1200 мм и имеют длину (в зависимости от диаметра) от 2 до 7 м.

Для предохранения от коррозии чугунные водопроводные трубы при их изготовлении на заводе внутри и снаружи покрывают нефтяным битумом.

Стыковое соединение труб должно быть прочным и водонепроницаемым. Вместе с тем стыки уложенных в землю труб должны обладать некоторой гибкостью, допускающей возможность поворота соседних труб на незначительный угол между их осями (при просадках грунта по длине линии) без нарушения прочности и герметичности стыка.

Поэтому вопросам конструкции стыковых соединений и выбора материалов, применяемых для уплотнения стыков, специальные научно-исследовательские и производственные организации уделяют большое внимание.

При соединении раструбных труб гладкий конец 1 одной трубы вводят в раструб 2 другой (оставляя зазор 3—5 мм) и заполняют образовавшееся кольцевое пространство уплотняющими материалами 3 и 4 (рис. III.36, б).

Вначале производят конопатку раструбной щели в целях обеспечения водонепроницаемости стыка, для чего в щель (на длину около $\frac{2}{3}$ ее глубины) закладывают свернутый в несколько оборотов жгут смоленной или битумизированной пряди (каната) 3, уплотняемой специальным инструментом. В остальную часть раструба вводят заполнитель 4, который придает стыку прочность.

В качестве заполнителя в нашей и зарубежной практике применялись и применяются различные материалы (свинец, цемент, асбестоцемент, сернистые сплавы и др.). Весьма обширные исследования по изучению лучших видов заполнителей проведены во ВНИИ ВОДГЕО. В результате этих исследований в качестве заполнителя был предложен и получил в настоящее время наиболее широкое применение асбестоцемент, представляющий собой смесь 30% асбеста и 70% чистого портландцемента (по массе) с добавлением 10—12% (от массы смеси) воды.

Раструбную щель заполняют увлажненной смесью слоями толщиной 8—10 мм с последовательной зачеканкой каждого слоя до полного уплотнения.

Стыки, заделанные асбестоцементом, обладают достаточной эластичностью и хорошо сопротивляются вибрационным нагрузкам.

Однако применяемые в настоящее время стыковые соединения не равнопрочны трубам. Большая часть аварий трубопроводов, как показывает опыт, связана с нарушением стыков.

В целях создания стыковых соединений, равнопрочных с трубами и менее трудоемких в монтаже, научно-исследовательскими институтами

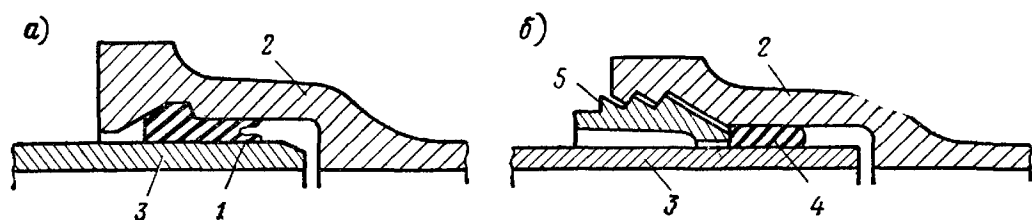


Рис III 37

разработаны новые конструкции стыковых соединений чугунных труб с использованием резиновых уплотнителей.

На рис. III.37 показаны конструкции новых стыковых соединений чугунных труб диаметром от 50 до 300 мм. В стыке, показанном на рис. III.37, а, резиновое самоуплотняющееся кольцо 1 предварительно вставляется в раструб 2. При монтаже гладкий конец трубы 3 вводится в раструб с заранее вложенным в него кольцом. В стыке, показанном на рис. III.37, б, резиновое уплотнительное кольцо 4 (круглого сечения) вводится в раструбную щель и удерживается там упорной металлической муфтой 5, которая ввинчивается в раструбную щель при помощи специального приспособления.

Монтаж узлов на сети осуществляется при помощи специальных деталей — так называемых фасонных частей. Изготавливаются они также из чугуна заводским способом. Размеры и типы фасонных частей установлены тем же ГОСТ 5525—61.

Различные виды фасонных частей и их условные обозначения (для чертежей) приведены в табл. III.2.

Так как на водопроводной сети устанавливаются фланцевые задвижки, фасонные части кроме раструбных соединений имеют и фланцевые соединения. Тип фланцевого соединения показан на рис. III.36, в. Резиновая прокладка, сжимаемая при стягивании фланцев болтами, обеспечивает герметичность стыка.

Для устройства ответвлений применяют тройники (табл. III.2, эскизы № 1, 2 и 3) и кресты (крестовины) (эскизы № 4, 5 и 6), диаметр ответвлений которых равен или меньше диаметра основного ствола.

Направление линий изменяют при помощи колен с углом поворота 90° (эскизы № 7, 8 и 9) и отводов с углом менее 90° (эскизы № 10 и 11).

Для изменения диаметра сети на прямых участках применяют переходы (эскизы № 12, 13, 14 и 15) для соединения раструбных труб с фланцевыми задвижками — патрубки (эскизы № 16 и 17).

Двойные раструбы (эскиз № 18) применяют, когда нужно соединить гладкие концы раструбных труб. Для закрытия наглухо фланцевых отростков применяют так называемые фланцевые заглушки (эскиз № 19) или глухие фланцы.

Таблица III 2

№ эскиза	Эскиз	Условное обозначение на схемах	Наименование
1			Тройник фланцевый
2			Тройник раструбный
3			Тройник раструб-фланец
4			Крест фланцевый
5			Крест раструбный
6			Крест раструб-фланец
7			Колено фланцевое
8			Колено раструбное
9			Колено раструб-гладкий конец
10			Отвод раструбный
11			Отвод раструб-гладкий конец
12			Переход фланцевый

№ эскиза	Эскиз	Условное обозначение на схемах	Наименование
13			Переход раструб-фланец
14			Переход раструбный
15			Переход раструб-гладкий конец
16			Патрубок фланец-раструб
17			Патрубок фланец-гладкий конец
18			Двойной раструб
19			Заглушка фланцевая
20			Пожарная подставка раструбная
21			Тройник раструб-фланец с пожарной подставкой
22			Тройник фланцевый с пожарной подставкой
23			Крест фланец-раструб с пожарной подставкой
24			Крест фланцевый с пожарной подставкой

Кроме перечисленных фасонных частей, применяемых для монтажа линий и узлов, изготавливают также фасонные части специального назначения. Из них в первую очередь следует указать на выпуски, служащие для опорожнения трубопроводов, седёлки, предназначенные для устройства присоединений к наружной сети домовых ответвлений; муфты на-движные и свертные, употребляемые главным образом при ремонтных работах на сети.

Наконец, для установки на сети пожарных кранов (гидрантов) применяют специальные фасонные части — пожарные подставки. Они представляют собой раструбные патрубки (эскиз № 20), тройники (эскизы № 21 и 22) или кресты (эскизы № 23 и 24) с вертикальными фланцевыми отростками диаметром 200 мм, предназначенными для установки гидрантов (см. § 43).

Чугунные раструбные трубы являются в настоящее время наиболее распространенным типом труб, применяемых при устройстве наружных водопроводных сетей. Большой ассортимент фасонных частей к ним облегчает монтаж узлов сети и установку арматуры. Осуществляемые на заводе противокоррозионные покрытия обычно достаточно хорошо защищают чугунные трубы от коррозии и обеспечивают их долговечность.

К недостаткам чугунных труб можно отнести относительно плохое сопротивление динамическим нагрузкам и большой расход металла на изготовление по сравнению с расходом металла на стальные трубы. Недостатком чугунных труб (в отличие от стальных) является также то, что в случае нарушения при аварии целостности трубы могут выпадать куски ее стенок, что вызывает весьма значительные потери воды, особенно на линиях большого диаметра.

Применение чугунных труб для высоконапорных водоводов ограничивается также допустимыми для них значениями внутренних давлений.

б. Стальные трубы

Для наружных водопроводных линий применяют стальные трубы, изготавливаемые по ГОСТ 10704—63 «Трубы стальные электросварные» диаметром до 1600 мм и ГОСТ 3262—62 «Трубы стальные водогазопроводные».

Все эти трубы изготавливаются с гладкими концами.

В системах водоснабжения стальные трубы применяют в основном для водоводов, работающих при значительных внутренних давлениях, а также для водопроводных линий при укладке их в макропористых грунтах, в сейсмических районах, по мостам и эстакадам и при устройстве дюкеров, т. е. в условиях, где требуется хорошая сопротивляемость труб динамическим нагрузкам и изгибающим усилиям.

Стальные трубы, имеющие гладкие концы, соединяют в нашей практике почти исключительно путем сварки.

Методы производства работ по сварке стыков труб излагаются в курсе технологии и организации строительного производства.

В зарубежной практике для соединения стальных труб с гладкими концами применяют также различного типа соединительные муфты; кроме того, изготавливаются раструбные стальные трубы.

Стальные трубы выпускаются без покрытия внешней и внутренней поверхностей их стенок каким-либо составом, предохраняющим металл от коррозии. Поэтому изоляцию стальных труб, укладываемых в землю, необходимо производить при их прокладке.

§ 36. ЗАЩИТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ТРУБ ОТ КОРРОЗИИ И МЕРОПРИЯТИЯ ПО СОХРАНЕНИЮ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ ВОДОПРОВОДНЫХ ЛИНИЙ

Успешная защита металлических водопроводных труб от коррозии является одной из важных задач. Коррозия металлических труб, в особенности стальных, ведет к огромной бесполезной трате металла, сокращает срок службы водопроводных линий, является причиной аварий и утечек воды, увеличивает шероховатость внутренней поверхности стенок труб и, следовательно, потери напора в них, что сопряжено с дополнительными затратами на подачу воды. Таким образом, коррозия труб вызывает увеличение как строительных, так и эксплуатационных расходов в системах водоснабжения.

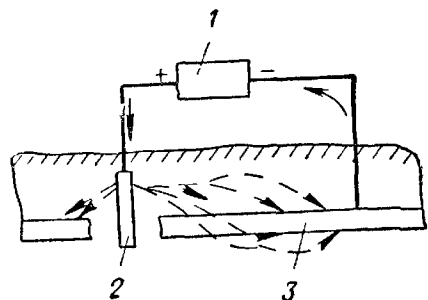


Рис. III.38

Коррозии подвергается и внешняя, и внутренняя поверхность стенок труб. В водопроводной практике большое внимание уделяется борьбе с коррозией внешней поверхности стенок стальных труб, уложенных в земле, т. е. с «почвенной» коррозией, обусловливаемой разрушающим действием на металл жидких электролитов, какими являются растворы солей, имеющих в почве. Коррозионная активность почвы связана с величиной электрического сопротивления

почвы: чем меньше электрическое сопротивление, тем больше коррозионное действие грунта. Это обстоятельство позволяет проводить исследование коррозионных свойств грунтов при помощи определения их электрического сопротивления.

Основным способом защиты от коррозии внешней поверхности стенок стальных труб в настоящее время является применение различных битумных покрытий. Различают несколько типов изоляции — от «нормальной» до «весьма усиленной».

Тип изоляции устанавливают в зависимости от степени коррозионности почвы и ответственности водопроводной линии.

Противокоррозионная изоляция трубопроводов из стальных труб должна выполняться в соответствии с требованиями СН-266 «Правила защиты подземных металлических сооружений от коррозии».

Другим, принципиально отличным от первого методом защиты металлических водопроводных труб от коррозии является катодная защита, основанная на электрохимической теории коррозии. По этой теории коррозия металла обуславливается возникновением на поверхности его соприкосновения с коррозионной средой гальванических пар. Разрушение металла происходит в точках выхода из него тока в окружающую среду (у анодов).

Для катодной защиты металлических труб постоянный ток направляют в землю от специального источника 1 (рис. III.38) через зарытые вблизи защищаемого трубопровода отрезки старых труб или рельсов, служащие анодом, 2. Ток идет к трубопроводу 3 и делает тем самым его поверхность катодом, что защищает трубопровод от разрушающего действия гальванических пар. От трубопровода ток отводится специальным проводом к отрицательному полюсу источника тока.

Ввиду значительного расхода электроэнергии катодная защита обычно экономически оправдана лишь в качестве дополнительной меры защиты металлических трубопроводов, имеющих битумное покрытие.

Если по стальным трубам проходит вода, которая может вызвать

коррозию, весьма целесообразно применение мероприятий для защиты от коррозии не только внешней, но и внутренней поверхности стенок стальных труб. Коррозийными свойствами обладает вода с низким значением pH и вода с высоким содержанием растворенной углекислоты, кислорода, а также сульфатов и хлоридов. Эти воды вызывают относительно быстрое корродирование стенок стальных труб изнутри, что приводит к резкому увеличению шероховатости, росту гидравлических сопротивлений водопроводных линий и, следовательно, снижению их пропускной способности.

Для предохранения внутренней поверхности стенок труб от коррозии можно также применять различные виды покрытий. В заграничной практике (в США, Англии и других странах) успешно применяется цементное покрытие стальных (иногда и чугунных) труб. Цементное покрытие толщиной 3—6 мм наносится на трубы специальными центробежными машинами на заводе при их изготовлении или на месте укладки. Цементное покрытие позволяет сохранить в течение длительного времени неизменную и высокую пропускную способность труб.

Защита внутренней поверхности стенок металлических труб от коррозии может быть достигнута также путем специальной обработки воды, приводящей к потере ею коррозионных свойств (см. раздел V).

Металлические водопроводные трубы (в особенности стальные) при прокладке их вблизи путей городского или внутризаводского электротранспорта (работающего на постоянном токе) подвергаются сильному разрушающему действию блуждающих токов. Эти токи протекают из рельсов в землю или из земли в рельсы в зависимости от взаимного расположения точек с разными потенциалами. При этом, как показывает опыт, разрушение поверхности труб происходит в местах выхода из них тока в землю.

Защита труб от действия блуждающих токов в основном сводится к предотвращению образования этих токов путем специального оборудования рельсовых путей электротранспорта.

При трассировке водопроводных линий на территории, по которой проходят пути электротранспорта, следует по возможности удалять их от этих путей.

§ 37. НЕМЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ВОДОПРОВОДНЫЕ ТРУБЫ

а. Асбестоцементные трубы

Асбестоцементные трубы изготавливаются заводским способом из смеси 75—80% (по массе) портландцемента и 20—25% асбестового волокна. Трубы имеют вид гладких цилиндров длиной $L=3-4$ м, концы их на длине l обточены (рис. III.39).

Присущие асбестоцементным трубам достоинства делают вполне целесообразным их применение в ряде случаев наравне с металлическими трубами. К числу таких достоинств относятся:

- а) малая теплопроводность;
- б) стойкость в отношении коррозии;
- в) диэлектричность, выгодно отличающая эти трубы от металлических, подверженных разрушающему действию блуждающих токов от электротранспорта;
- г) малая объемная масса, облегчающая транспортирование и укладку труб;
- д) сохранение в условиях эксплуатации гладкой и некорродирующей внутренней поверхности, что обеспечивает их постоянную и относительно высокую пропускную способность.

Недостатком асбестоцементных труб является их плохая сопротивляемость ударам и динамическим нагрузкам.

В СССР асбестоцементные водопроводные трубы изготавливают (ГОСТ 539—65) четырех марок (ВТЗ, ВТ6, ВТ9 и ВТ12) с различной толщиной стенок, допускающих различное внутреннее давление (по ГОСТу рабочее давление соответственно 3, 6, 9 и 12 кгс/см²).

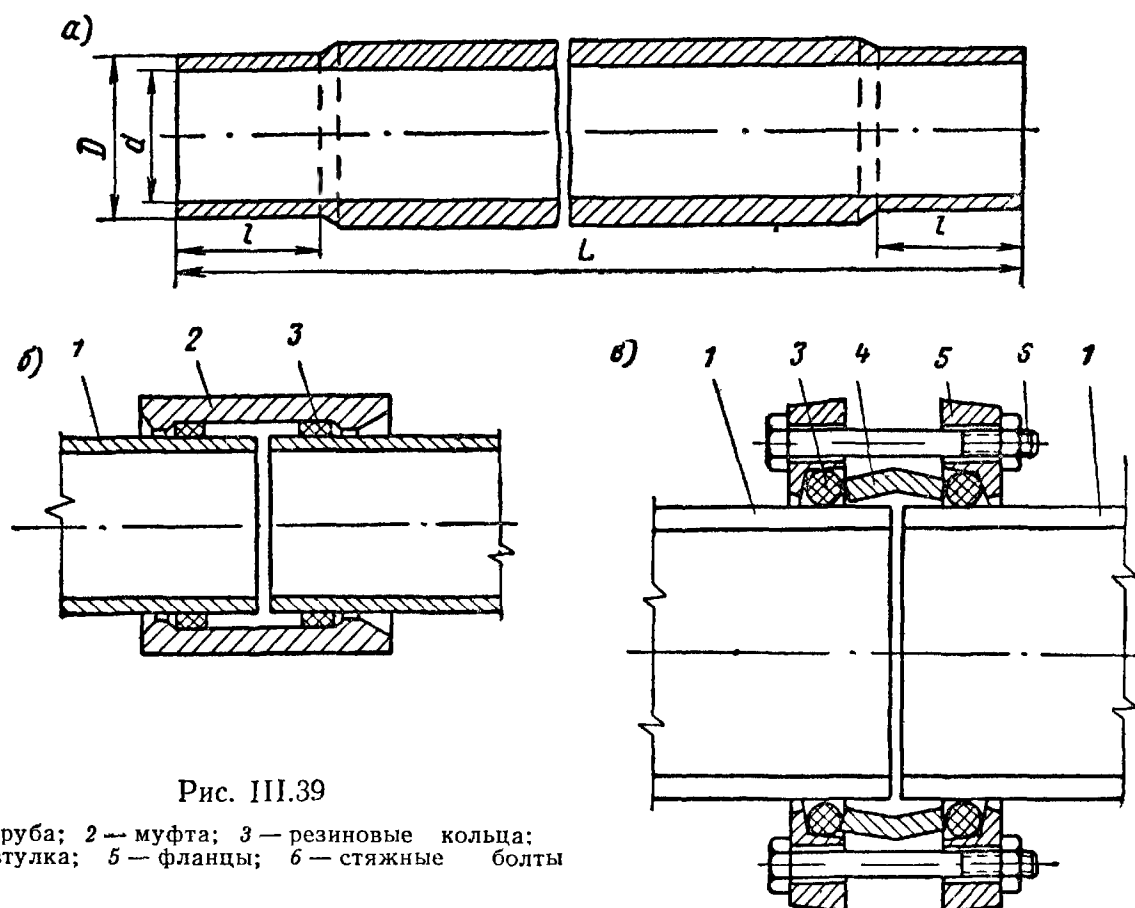


Рис. III.39

1 — труба; 2 — муфта; 3 — резиновые кольца;
4 — втулка; 5 — фланцы; 6 — стяжные болты

Согласно ГОСТу трубы изготавливаются внутренним диаметром d от 50 до 500 мм; по требованию потребителей заводы могут также изготавливать асбестоцементные трубы диаметром 600, 700, 800, 900 и 1000 мм.

Соединение труб типа ВТЗ и ВТ6 производится при помощи асбестоцементных муфт (рис. III.39, б), а труб типа ВТ9 и ВТ12 — при помощи специальных чугунных муфт (рис. III.39, в).

Стыковые соединения асбестоцементных труб уплотняют резиновыми кольцами (ГОСТ 5228—60), зажимаемыми между трубой и муфтой и создающими герметичность стыка. Асбестоцементные муфты (рис. III.39, б) устанавливают при помощи специальных домкратов.

Указанные типы стыков обладают достаточной эластичностью, что особенно важно для относительно хрупких асбестоцементных труб. Устройство жестких стыков для этих труб не должно допускаться, так как это может привести к авариям.

Узлы на сети из асбестоцементных труб обычно монтируют при помощи стандартных чугунных фасонных частей.

Домовые ответвления от асбестоцементных труб могут устраиваться при помощи седёлок.

б. Железобетонные трубы

Железобетонные напорные трубы находят все более широкое применение в системах водоснабжения. Они изготавливаются в большом диапазоне диаметров и на различные внутренние давления.

Для изготовления таких труб с успехом используется метод предварительного напряжения арматуры, в результате чего увеличивается не только прочность, но и герметичность железобетонных труб.

Изготавливаются также железобетонные трубы со сплошным тонким стальным цилиндром. В СССР напорные железобетонные трубы изготавливаются рядом заводов.

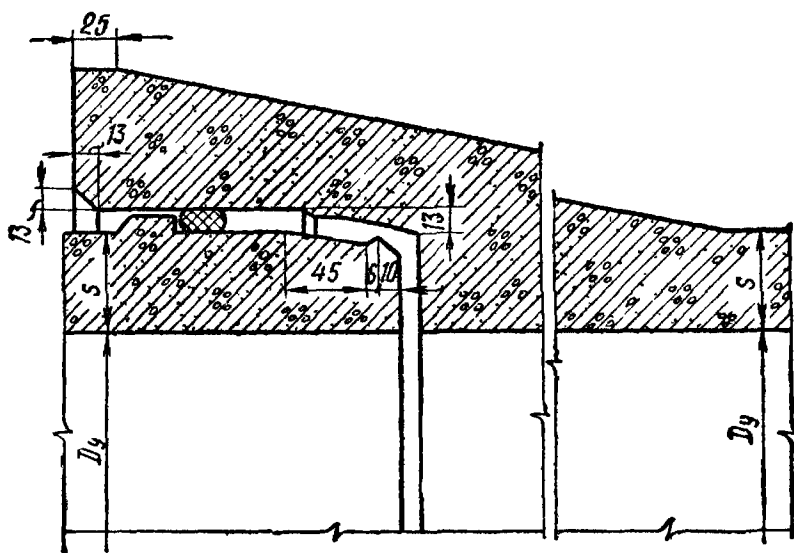


Рис III 40

В 1967 г. у нас введен ГОСТ 1286—67 на напорные предварительно напряженные железобетонные трубы, изготавливаемые методом виброгидропрессования. Трубы изготавливаются двух классов на расчетное избыточное внутреннее давление в 15 и 10 кгс/см² с условным диаметром от 500 до 1600 мм.

Соединение труб раструбное с использованием резиновых уплотняющих колец.

На рис. III.40 показан раструбный стык напорной железобетонной трубы в соответствии с ГОСТ 12586—67.

Трубы армируются стальными предварительно напряженными продольными стержнями и спиральной арматурой.

Разумеется, железобетонные трубы могут использоваться для воды, неагрессивной по отношению к бетону.

Железобетонные трубы по сравнению с металлическими (особенно стальными) имеют ряд преимуществ: стоимость в отношении коррозии; диэлектричность; способность сохранять в условиях эксплуатации гладкую поверхность, что обеспечивает постоянство их пропускной способности.

В ряде стран напорные железобетонные трубы применяются не только для водоводов, но и для магистральных линий водопроводных сетей.

Указанные преимущества способствовали широкому применению железобетонных труб в ряде зарубежных стран (США, Франции, Италии, Швеции и др.).

в. Пластмассовые трубы

Использование синтетических материалов (пластмасс) для изготовления труб разного назначения (и в частности, для водоснабжения) получило за последнее время широкое распространение в мировой практике.

В настоящее время в СССР в промышленных масштабах изготавливаются пластмассовые трубы:

а) из полиэтилена высокой плотности (МРТУ 6-05-917-67) с внутренним диаметром до 300 мм — четырех классов прочности на давление от 2,5 до 10 кгс/см²;

б) из полиэтилена низкой плотности (МРТУ 6-05-918-67) с внутренним диаметром до 150 мм (на те же давления);

в) из винипласта (ТУ 4251—54) диаметром до 250 мм на давление до 2,5 кгс/см².

Полиэтиленовые трубы имеют гладкие концы и соединяются путем контактной сварки торцов или сварки с использованием специальных соединительных муфт.

Трубы из поливинилхлорида соединяют склеиванием (с помощью соединительных муфт) или путем прутковой сварки.

В настоящее время эти трубы используются для наружных сетей небольших водопроводов (в сельской местности).

Для сетей хозяйственно-питьевых водопроводов могут применяться пластмассовые трубы только тех марок, использование которых разрешено органами санитарного надзора.

Ряд преимуществ, которыми обладают пластмассовые трубы по сравнению с металлическими, дает основание полагать, что они найдут широкое применение и в наружных водопроводных сетях городов и промышленных предприятий.

К достоинствам пластмассовых труб относятся их высокая стойкость против коррозии (а следовательно, и долговечность), небольшой вес, диэлектричность, гладкость стенок (а следовательно, малые гидравлические сопротивления), малая теплопроводность и простота механической обработки (резка, сверление и т. п.).

§ 38. ВЫБОР ТИПА И КЛАССА ТРУБ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ИХ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК

Учет совместного воздействия всех возможных нагрузок на трубопровод в условиях его эксплуатации позволяет наиболее экономично и целесообразно выбрать тип труб, соответствующий конкретным условиям. Решение этой задачи может быть получено в результате проведения статических расчетов труб.

В настоящее время в ГОСТах на металлические трубы дается величина испытательного давления, на которое эти трубы испытываются на заводе после изготовления. Это испытательное давление $p_{\text{пр}}^0$ является основной прочностной характеристикой труб данного типа и класса.

Трубы, которые имеют (по ГОСТу) испытательное давление $p_{\text{пр}}^0$, могут быть использованы в том случае, если

$$p_{\text{пр}}^0 \geq \frac{p}{m_1 m_2 m_3},$$

где p — расчетное внутреннее давление в водопроводной линии, полученное в результате гидравлического расчета сети (или водовода);

m_1, m_2, m_3 — коэффициенты.

За расчетное давление принимают или наибольшее расчетное давление без учета воздействия возможного гидравлического удара, или наибольшее давление при наличии гидравлического удара p_y , умноженное на коэффициент k_y .

В расчет вводится большая из величин p или $k_y p_y$.

Значение k_y для стальных труб принимают равным 0,85, для чугунных, асбестоцементных и железобетонных труб — 1.

Коэффициент m_1 учитывает кратковременность заводского испытания трубы и принимается равным 0,9 для металлических, асбестоцементных и железобетонных труб.

Коэффициент m_2 учитывает снижение прочностных показателей труб, которое может происходить в процессе эксплуатации (старение, коррозия, истирание). При благоприятных условиях эксплуатации принимают $m_2=1$.

Коэффициент m_3 учитывает условия работы труб, разделяемые на три категории:

I категория — при укладке трубопроводов в местах, труднодоступных для отрывки, $m_3=0,8$;

II категория — при укладке трубопроводов под усовершенствованными покрытиями, $m_3=0,9$;

III категория — при остальных условиях, $m_3=1$.

При расчете труб на воздействие внешних нагрузок последние приводятся к двум линейным противоположно-направленным силам P , приложенным к верхней и нижней точкам поперечного сечения трубы.

Определение силы P производится на основании обычных статических расчетов с учетом реальных данных о методе укладки труб (траншея, насыпь и т. п.), характере грунтов, нагрузок от транспорта и т. п.

Очевидно, что между полученной для данных условий силой P и несущей способностью труб ($P_{\text{пр}}^0$) данного типа и класса должно соблюдаться следующее соотношение:

$$P_{\text{пр}}^0 \geq \frac{P}{m_1 m_2 m_3}.$$

Коэффициенты m имеют значения, приведенные выше. При соблюдении этого соотношения могут быть приняты трубы того класса, которому соответствует значение $P_{\text{пр}}^0$. Эта величина должна даваться в ГОСТах на трубы, но может быть также определена путем статического расчета исходя из размеров, толщины стенки и прочностных характеристик материала труб.

Чугунные, асбестоцементные и железобетонные трубы должны рассчитываться на совместное воздействие внутреннего давления p и внешней нагрузки P .

Для облегчения этих расчетов составлены графики, позволяющие подбирать класс трубы в зависимости от величины совместно действующих p и P^* .

Трубы стальные и пластмассовые должны рассчитываться на воздействие внутреннего давления, на совместное воздействие внешней приведенной нагрузки и внешнего гидростатического давления, а также вакуума, который может образоваться в трубах.

§ 39. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ТРУБ, РАЗЛИЧНЫХ ПО МАТЕРИАЛУ

Выбор типа труб для строительства водоводов и сетей систем водоснабжения должен производиться с учетом всех требований к бесперебойности их работы, санитарных требований и соблюдения наибольшей экономичности и целесообразности их использования с народнохозяйственной точки зрения.

* См СНиП II-Г.3-62 и «Указания по расчету на прочность напорных трубопроводов систем водоснабжения».

Строительные нормы и правила (СНиП) предлагают преимущественное использование труб неметаллических, в первую очередь железобетонных и асбестоцементных. Наиболее перспективным типом труб при сооружении напорных водоводов, как было сказано, являются предварительно напряженные железобетонные трубы. Эти же трубы, как показывает опыт некоторых стран, могут с успехом использоваться для магистральных линий водопроводной сети.

Для водопроводных сетей могут и должны широко применяться асбестоцементные трубы, о многих достоинствах которых сказано ранее. При тщательной укладке и применении равнопрочных стыковых соединений эти трубы обеспечивают надежную работу сети. Их можно с успехом использовать также для водоводов относительно небольших диаметров.

Из металлических труб наиболее широкое применение в современной практике строительства водопроводных сетей имеют чугунные трубы, выпускаемые нашей промышленностью в большом диапазоне диаметров и различных классов прочности. Для этих труб имеется широкий ассортимент соединительных фасонных частей, что весьма облегчает и упрощает процесс монтажа узлов сети.

Стальные трубы следует применять преимущественно в местах, где имеется опасность значительных внешних динамических нагрузок на трубы: при поверхностных прокладках, на эстакадах, при переходе через реки и под путями дорог, в просадочных и вечномерзлых грунтах.

Пластмассовые трубы, имеющие ряд указанных выше преимуществ, являются весьма перспективными, но так как в настоящее время они изготавливаются промышленностью лишь относительно малых диаметров, область их применения ограничивается использованием для линий водопроводных сетей диаметром не более 200—300 мм.

§ 40. ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ И УКЛАДКА ВОДОПРОВОДНЫХ ТРУБ

Глубина укладки труб зависит от глубины промерзания почвы, т. е. глубины проникновения нулевой изотермы, от температуры подаваемой по трубам воды и режима ее подачи.

Глубина промерзания почвы различна не только для разных районов, но и в одном и том же районе в зависимости от характера грунтов, наличия грунтовых вод, растительного покрова, наличия и толщины снежного покрова, условий нагревания поверхности земли солнцем и т. д.

Учет всех этих обстоятельств при назначении глубины укладки в каждом отдельном случае позволит, с одной стороны, избежать излишнего заглубления и, с другой стороны, обеспечить бесперебойность работы линии.

При определении глубины заложения водоводов все перечисленные условия могут быть учтены с помощью теплотехнических расчетов. Эти расчеты, однако, не могут дать вполне точные результаты ввиду необходимости ряда допущений и трудности строгого определения расчетных параметров.

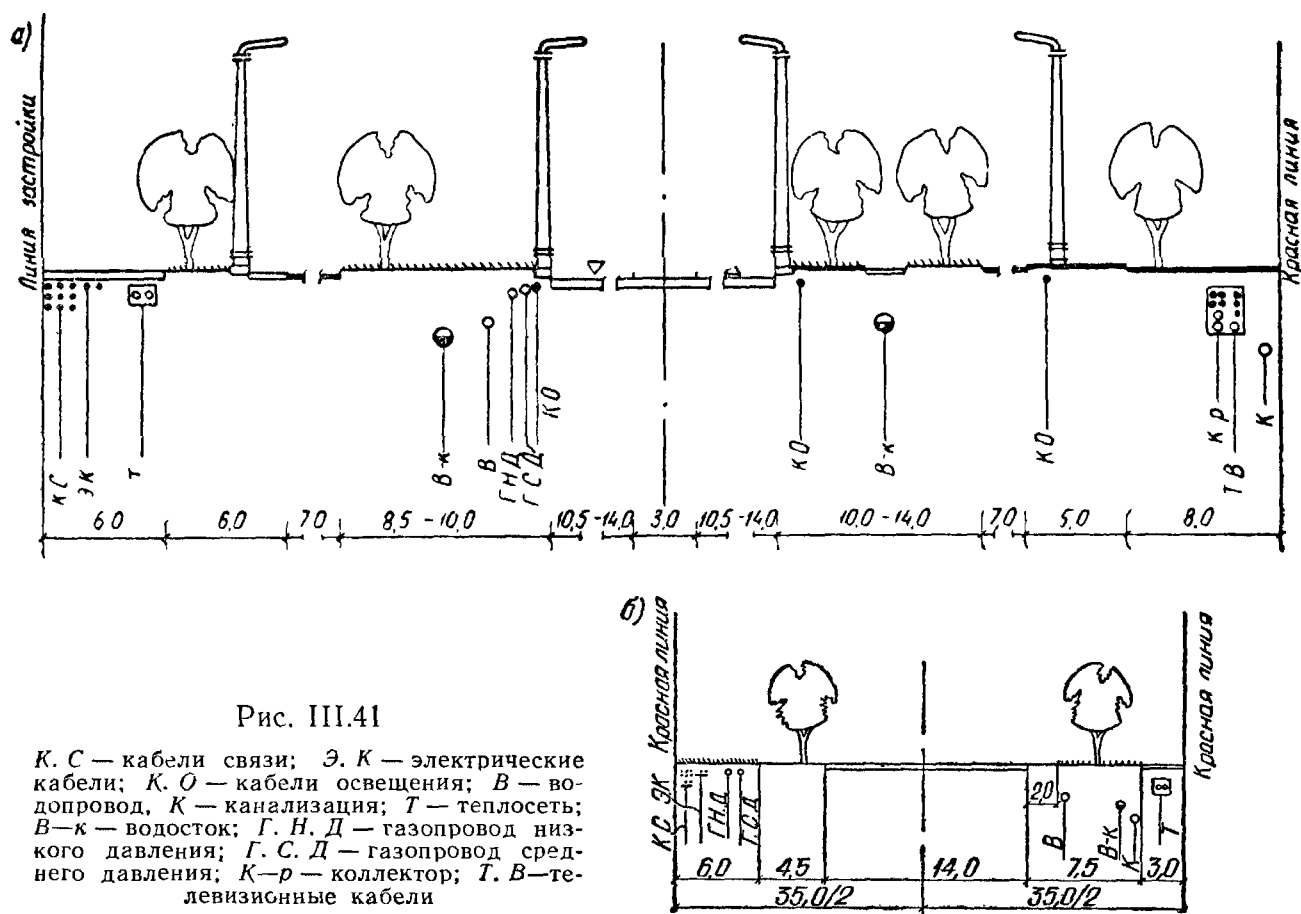
Для разводящих сетей вследствие переменного режима их работы и большого диапазона используемых диаметров теплотехнические расчеты не проводят и глубину заложения труб определяют на основании опытных данных с учетом местных условий.

По указаниям СНиП II-Г.3-62 глубина заложения труб (считая до

низа трубы) должна быть на 0,5 м больше расчетной глубины промерзания грунта (проникновения в грунт нулевой изотермы).

Глубина заложения металлических труб для северных районов Союза обычно составляет 3—3,5 м, для средней полосы — 2,5—3 м и для южных районов — 1,25—1,5 м.

Минимальную глубину укладки определяют исходя из условия предохранения труб от внешних нагрузок (в частности, от транспорта) и



нагревания в летнее время. По соображениям защиты труб от нагревания глубина заложения труб хозяйственно-питьевых водопроводов не должна быть меньше 0,5 м до верха трубы.

Глубина заложения труб, принятая для данной местности, приблизительно одинакова для всей сети, и водопроводные линии в основном следуют рельефу местности. Продольные профили линий труб должны быть запроектированы таким образом, чтобы обеспечивалась возможность опорожнения любых участков сети и выпуск из них воздуха. Для этого сеть разбивают на участки с различными по знаку уклонами, применяясь к рельефу местности, но не следуя за всеми его мелкими видоизменениями. В пониженных точках на водоводах и магистральных линиях для возможности их опорожнения устраивают выпуски, а в повышенных точках на переломе линии в профиле устанавливают воздушные вентузы, обеспечивающие выпуск воздуха (см. § 44).

Перед началом работы по укладке труб должна быть произведена разбивка трассы водоводов и линий сети в натуре. Трасса и отметки заложения водопроводных труб должны быть увязаны (согласно проекту) с расположением труб и каналов иного назначения, существующих или предполагаемых к прокладке на той же территории.

На рис. III.41 показаны некоторые рекомендуемые схемы расположения различных труб и кабелей в поперечном профиле городской ма-

гистралей (а) и жилых улицы (б) *. При этом предполагается совмещенная прокладка соседних линий в одной траншее.

При значительном диаметре водопроводной линии (500—600 мм и более) домовые ответвления присоединяют обычно не непосредственно к этой линии, а к идущей параллельно ей сопровождающей трубе, которая соединяется с магистралью в узловых точках сети.

В крупных городах и на промышленных предприятиях с большим числом трубопроводов и кабелей различного назначения для их совмещенной прокладки устраивают специальные проходные туннели (коллектора), допускающие свободный осмотр труб и их ремонт, без раскопки траншей. Типы проходных туннелей, выполненных из сборных железобетонных элементов, для совмещенной прокладки коммуникаций показаны на рис. III.42.

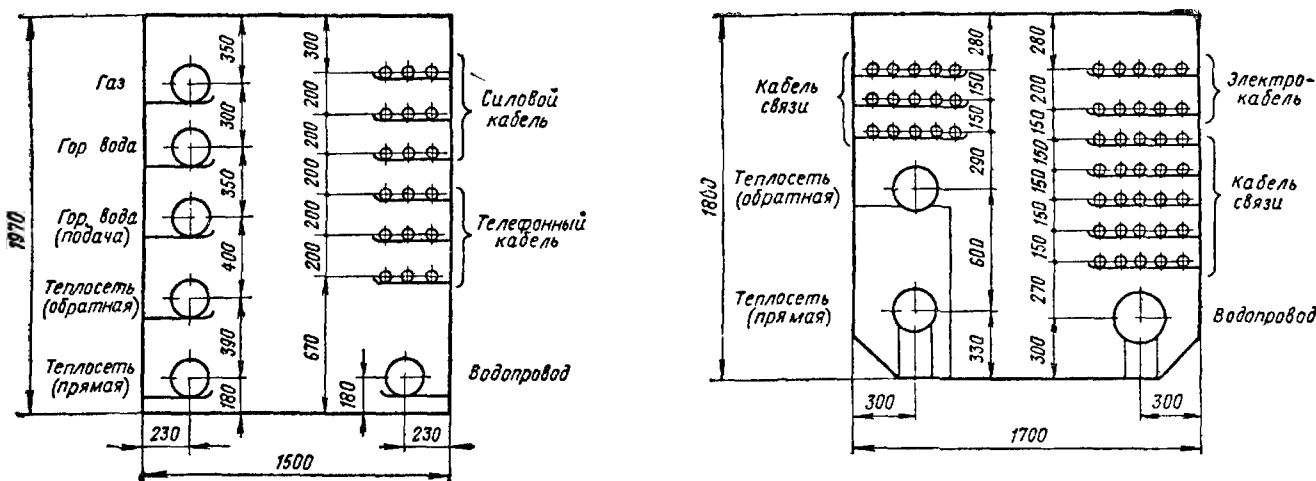


Рис. III.42

После укладки и гидравлического испытания водопроводных линий перед пуском их в эксплуатацию они должны быть промыты путем пропуска по ним воды с большой скоростью. Трубы большого диаметра, допускающие производство работ изнутри, должны быть перед промывкой очищены от возможных загрязнений вручную. В последнее время с успехом стали применять гидропневматическую промывку сети, дающую значительное сокращение времени промывки и расходов промывной воды.

Линии водопроводов хозяйственно-питьевого назначения должны быть, кроме того, подвергнуты дезинфекции. Для этого участок линии заполняют водой, содержащей 20—30 мг хлора на 1 л воды. Хлорирование линии должно продолжаться не менее суток. После дезинфекции сеть должна быть снова промыта.

Глава 10

АРМАТУРА И СООРУЖЕНИЯ НА СЕТИ

Наружные сети городских и промышленных водопроводов оборудуются различного рода арматурой, обеспечивающей их правильную эксплуатацию. На наружных водопроводных сетях применяются следующие основные типы арматуры:

* Альбом института Мосинжпроект, 1971.

- а) запорная и регулирующая — задвижки, вентили и другие затворы;
- б) водоразборная — уличные водоразборные колонки и краны, пожарные гидранты;
- в) предохранительная — предохранительные и обратные клапаны и воздушные вантузы (для выпуска и впуска воздуха).

§ 41. ЗАПОРНАЯ И РЕГУЛИРУЮЩАЯ АРМАТУРА

При помощи задвижек, установленных на водопроводных линиях, можно, меняя степень их открытия, изменять расход воды в линиях и, в частности, прекращать в них движение воды для выключения на ремонт отдельных участков.

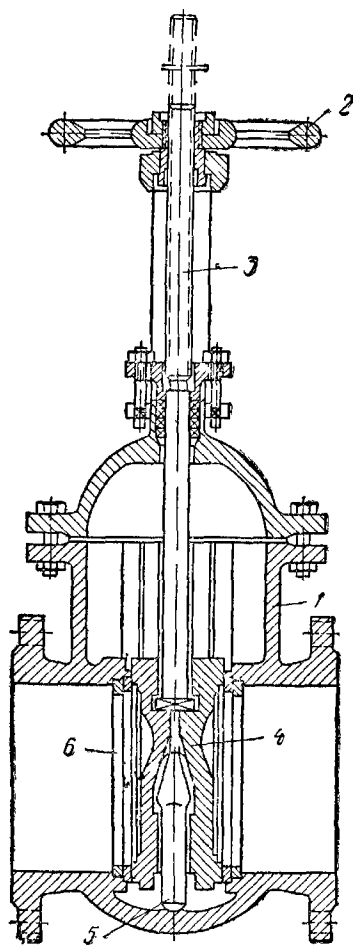


Рис III 43

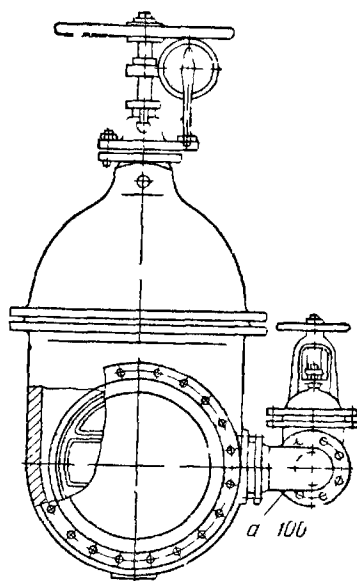


Рис III 44

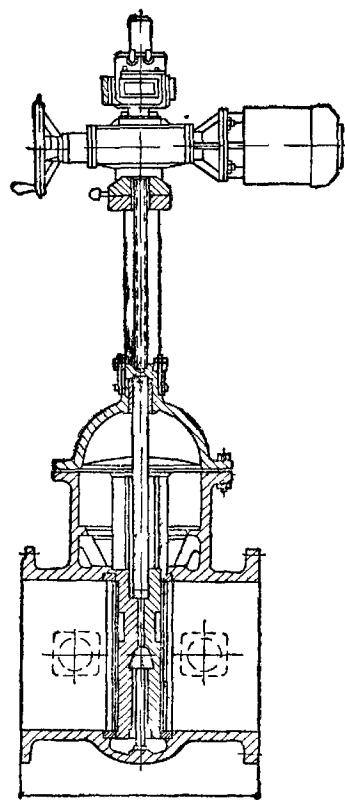


Рис III 45

Чтобы снизить возможность возникновения в трубах гидравлических ударов, устройство всей применяемой на сети запорной арматуры (в том числе и задвижек) основывается на принципе постепенного закрывания.

Используемые в практике задвижки по своей конструкции разделяются на параллельные (с параллельно расположенными запорными дисками) и клиновые (с одним запорным диском клинообразной формы). Имеются задвижки с выдвижным и невыдвижным шпинделем. В первых шпиндель при вращении маховика совершает поступательное движение, во вторых — только вращательное, ввинчиваясь в запорное приспособление.

На рис. III.43 показана задвижка одного из широко применяемых типов — параллельная с выдвижным шпинделем. Чугунный (при боль-

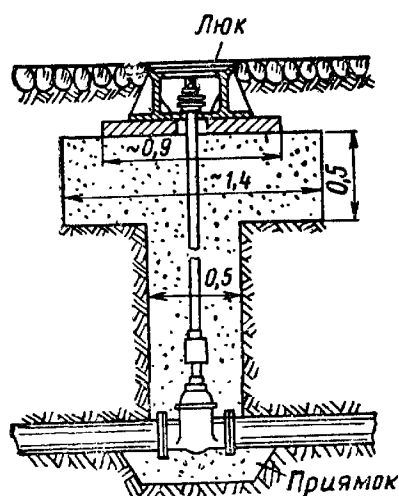


Рис. III.46

шом давления стальной) корпус задвижки 1 имеет два фланца для присоединения к трубам. Вращая маховик 2, связанный с вертикальным шпинделем 3, имеющим винтовую нарезку, можно поднимать и опускать затворные диски 4, закрывающие сечение трубы. При опускании шпинделя он давит на клин 5 (один или два), расположенный между дисками, и, прижимая их к уплотнительным кольцам 6, обеспечивает герметичность задвижки. Когда шпиндель поднимается, клин также поднимается, перестает давить на диски и захватывает их при помощи специальных заплечиков, открывая сечение трубы. При открытой задвижке диски расположены в ее верхней части вне габаритов ствола задвижки и не препятствуют движению воды.

Задвижки разных конструкций изготавливаются внутренним диаметром от 50 до 2000 мм. Задвижки крупных диаметров снабжены обводными линиями, на которых установлены задвижки меньших диаметров (рис. III.44). Эти задвижки надо открывать перед открыванием большой задвижки, чтобы уравнивать давление по обе стороны диска и тем облегчить ее открытие.

Задвижки диаметром 600—1200 мм с ручным управлением изготавливаются с редуктором в виде конической передачи, что значительно облегчает управление ими.

Открывание и закрывание задвижек крупных диаметров вручную требует значительных усилий и времени (более 1 ч). Применяют и механизированные задвижки. На рис. III.45 показана электрифицированная задвижка; электродвигатель установлен на ее корпусе. Управлять такой задвижкой можно на расстоянии из центрального пункта.

Задвижки обычно устанавливают в колодцах, размеры и конструкции которых зависят от числа задвижек и их диаметра.

В некоторых наших и зарубежных городах применяется бесколодезная установка задвижек, снижающая стоимость оборудования водопроводной сети. На рис. III.46 показан общий вид бесколодезной установки задвижек, разработанной институтом ВОДГЕО. Для успешной эксплуатации таких задвижек монтаж конструкции должен быть выполнен весьма тщательно.

На рис. III.47 показано устройство так называемой кольцевой задвижки. Она открывается и закрывается путем передвижения внутренней конической части А вдоль оси задвижки, чем достигается постепенное увеличение или уменьшение площади кольца, через которое проходит вода. Управлять такой задвижкой значительно легче, чем задвижками описанных выше типов.

В последнее время получают широкое распространение дисковые поворотные затворы благодаря ряду их преимуществ по сравнению с задвижками: они легче, имеют меньшие габаритные размеры и дешевле. На рис. III.48 схематически показано устройство дискового поворотного затвора с электроприводом. Для открывания затвора диск поворачивается на 90° и плоскость его устанавливается параллельно оси трубы. Поворотные дисковые затворы изготавливаются промышленностью для труб диаметром от 400 до 1600 мм (при давлениях 10 кгс/см²).

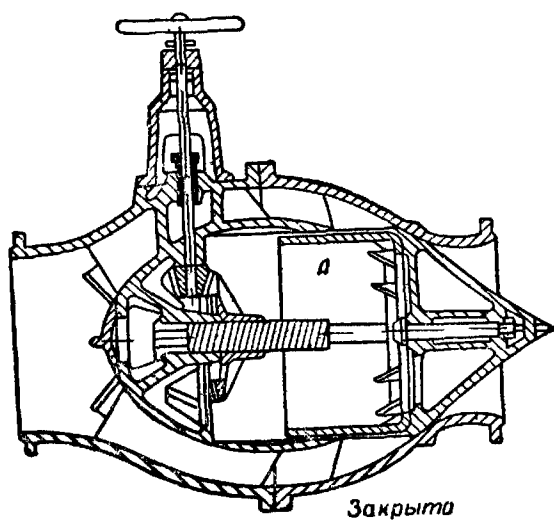
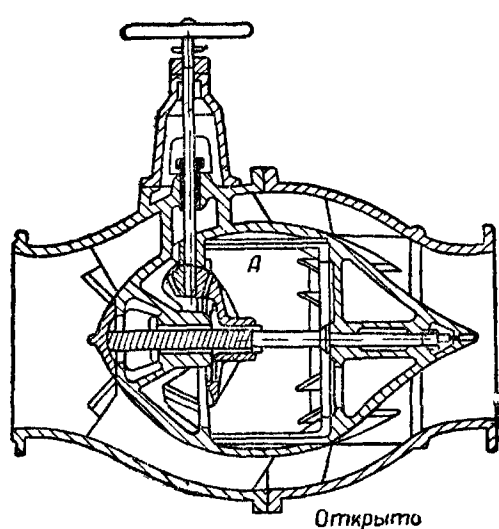


Рис. III 47

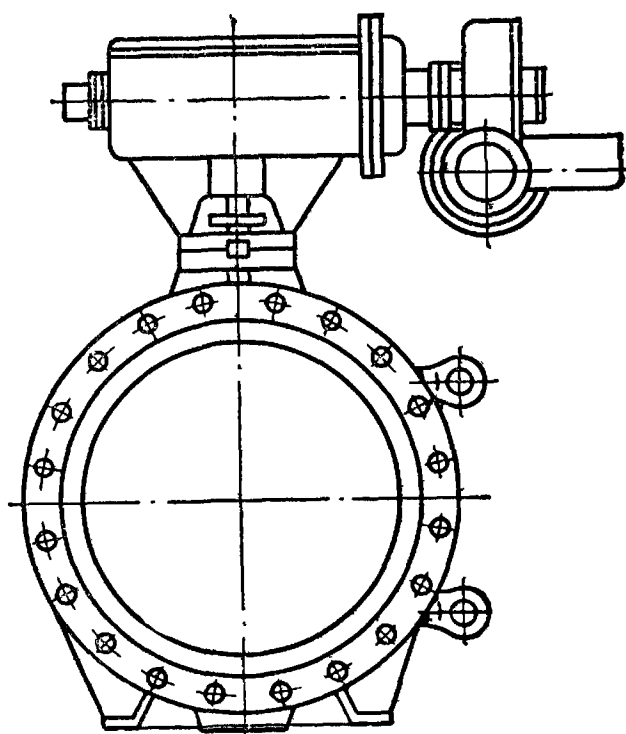
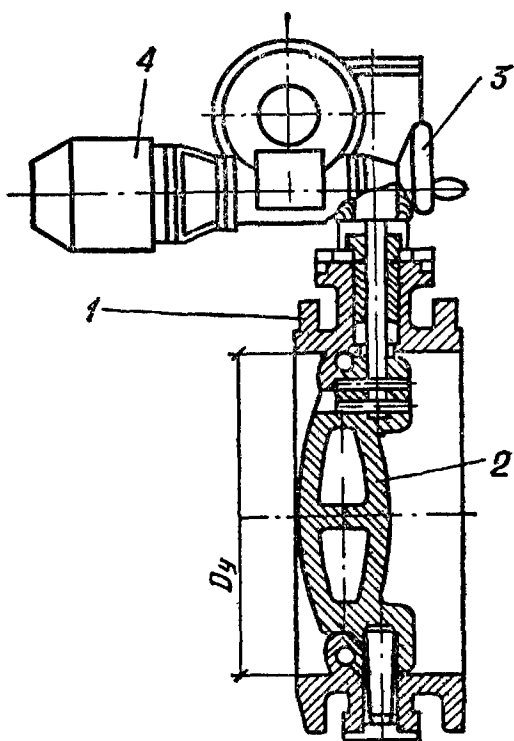


Рис. III 48

1 — корпус, 2 — поворотный диск; 3 — передача; 4 — электродвигатель

Для отключения труб домовых ответвлений небольшого диаметра употребляют вентили, описание которых дается в курсе «Водопроводно-канализационное оборудование зданий».

§ 42. ВОДРАЗБОРНЫЕ КОЛОНКИ И КРАНЫ

Разбор хозяйственно-питьевой воды из сетей городских, поселковых и промышленных водопроводов, как правило, производится через внутренние водопроводные краны, установленные в жилых, общественных и промышленных зданиях. В некоторых случаях (в поселках временного типа, в еще неканализованных районах городов и т. п.) при отсутствии домовых вводов разбор воды осуществляется непосредственно из наружной сети через установленные на ней водоразборные краны (колонки).

На рис. III.49 показано устройство водоразборной колонки московского типа. Для получения воды необходимо нажать на рукоятку 1, связанную штангой 2 с клапаном 3, расположенным в нижней части ко-

лонки. Вода поступает в колонку через патрубок 4, поднимается по трубе 5 и изливается из водоразборного отростка.

Вода, которая после каждого действия колонки стекает из подъемной трубы в сборный бачок 6, при следующем действии засасывается эжектором 7, действующим под давлением в водопроводной сети.

Колонка этого типа является наилучшей в санитарном отношении, так как обеспечивает полную герметичность сборника для воды, расположенного в нижней части колонки.

Водоразборные колонки устанавливают обычно на перекрестках или вдоль улицы на расстоянии около 200 м одну от другой. Для нормальной работы колонок московского типа давление в сети должно быть не менее $1-1,5 \text{ кгс/см}^2$.

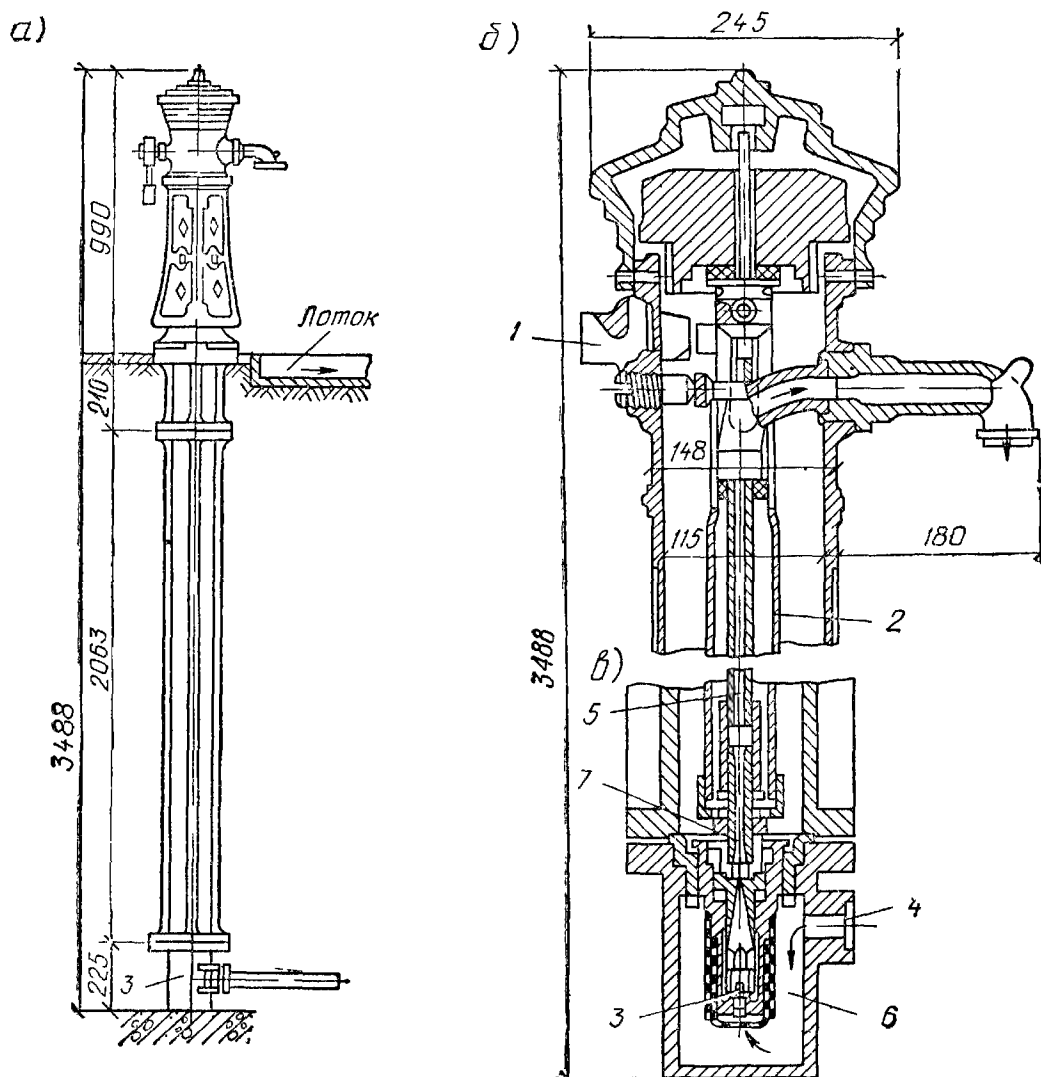


Рис III 49

Из водоразборных приспособлений специального назначения следует упомянуть:

а) питьевые колонки или фонтанчики, устанавливаемые для общественного пользования в летнее время в садах, парках, на бульварах, площадях и т. п.;

б) краны для поливки зеленых насаждений, представляющие собой обычно простые стояки из стальных труб с запорными вентилями; на зиму всю поливочную сеть выключают и воду из нее спускают.

Для поливки улиц, тротуаров, заводских дворов и проездов служат чаще всего ответвления от внутренних водопроводов, расположенные в специальных нишах в стенах зданий. Автоцистерны для поливки площадей и широких улиц наполняют обычно через пожарные гидранты.

§ 43. ПОЖАРНЫЕ ГИДРАНТЫ

Пожарные краны для наружного пожаротушения (гидранты) бывают подземные и наземные. Их устанавливают на наружной водопроводной сети. Более широкое применение имеют гидранты первого типа.

На рис. III.50, а показан подземный усовершенствованный пожарный кран диаметром 125 мм, исключающий возможность возникновения гидравлических ударов при его закрывании.

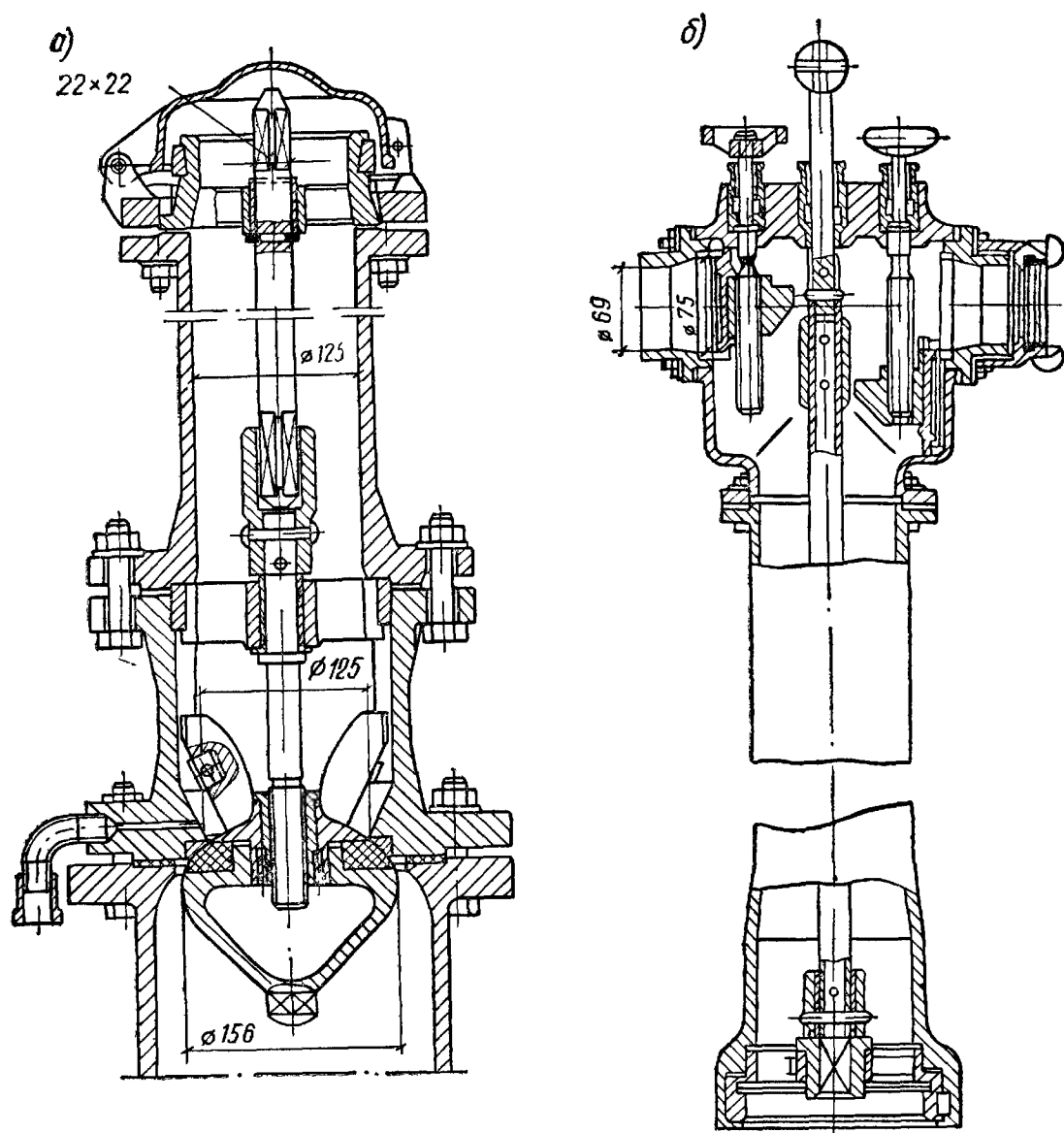


Рис. III.50

Пожарный гидрант представляет собой чугунную колонку, которая устанавливается на фланец пожарной подставки.

Гидранты подземного типа полностью размещаются в колодце. Высота гидранта зависит от глубины укладки труб, и для гидрантов московского типа колеблется в пределах от 500 до 2500 мм.

Верхняя часть подземного гидранта закрыта крышкой, вращающейся на шарнире. Для приведения в действие подземного гидранта работники прибывшей на место пожарной команды открывают люк колодца, поднимают крышку пожарного гидранта и устанавливают на последний наземную переносную часть — стендер (рис. III.50, б). Вращение рукоятки стендера передается вертикальному стержню, соединенному со стержнем гидранта, и заставляет его передвигаться в вертикальном на-

правлении для открывания или закрывания связанного с ним шарового клапана. Вода поднимается по колонке и подходит к патрубкам стендера, снабженным быстро соединяющимися гайками, обеспечивающими присоединение к патрубкам пожарных рукавов. Во избежание замерзания воды в нижней части колонки имеется отверстие для спуска воды после ее закрытия.

Стендер снабжен блокировочным устройством, которое не позволяет закрыть гидрант до того, как будут закрыты отверстия патрубков у стендера. Это предотвращает возникновение гидравлических ударов при закрывании гидранта.

Кроме гидрантов диаметром 125 мм изготавливаются гидранты диаметром 75 мм. Устройство их проще, но конструкция менее совершенна. Так как расход воды, подаваемой этими гидрантами, значительно меньше расхода, подаваемого 125-миллиметровыми гидрантами, их применение допускается лишь при небольших расчетных расходах на тушение пожара (например, в поселках).

Пожарные гидранты устанавливаются на сети исходя из условий наиболее удобного пожаротушения обслуживаемых зданий. Согласно указаниям строительных норм гидранты следует устанавливать вдоль проездов на расстоянии не более 150 м один от другого, а также вблизи перекрестков.

§ 44. ПРЕДОХРАНИТЕЛЬНАЯ АРМАТУРА

К предохранительной арматуре, устанавливаемой на водоводах и водопроводных сетях, могут быть отнесены различные предохранительные клапаны, не допускающие повышения давления в трубах сверх установленных пределов, а также устройства для выпуска и впуска воздуха.

Основной причиной случайных повышений давления в трубах является возникновение в них гидравлического удара.

При эксплуатации современных систем водоснабжения (имеющих насосные станции, оборудованные центробежными насосами) гидравлический удар может возникнуть в результате:

- а) остановки насосов (в случае прекращения подачи электрического тока);
- б) быстрого закрытия задвижек или водоразборных кранов на сети.

Первая из указанных причин вызывает возникновение ударов в напорных водоводах. При этом ударная волна может вызвать недопустимое повышение давления и в сети.

Вторая причина может иметь место при неисправности пожарных гидрантов или при быстром выключении отдельных ремонтных участков.

Характер явления гидравлического удара существенно различен для указанных двух случаев его возникновения.

При прекращении подачи электрического тока к электродвигателю насоса вода в силу инерции продолжает некоторое время двигаться по водоводу (пока не закрыта задвижка на напорной линии). В результате давление в водоводе за насосом падает; при определенных условиях в водоводе может произойти разрыв сплошности потока (например, в месте резкого изменения уклона водовода).

После того как движение воды, происходящее по инерции, прекратится, вода начнет двигаться в обратном направлении — в сторону насоса и произойдет удар ее о закрывшийся автоматически обратный

клапан¹ (устанавливаемый на водоводе за насосной станцией) или о закрытую задвижку. В результате давление в водоводе повышается. Волна этого повышения распространяется по водоводу и может захватить некоторый район сети.

В случае, если в начале описанного явления в водоводе образуется разрыв сплошности потока, то может иметь место весьма значительное повышение давления от соударения оторвавшейся «колонны» воды и воды, оставшейся за местом разрыва сплошности.

К мероприятиям по борьбе с гидравлическими ударами указанного происхождения относятся:

а) установка специальных противоударных клапанов (в начале водовода — за обратным клапаном);

б) установка воздушных вантузов (см. далее) в местах вероятных разрывов сплошности потока для впуска воздуха и создания в водоводе воздушной подушки, смягчающей силу удара при соударении «колонн» воды.

Иногда может быть полезной установка обратных клапанов за возможными точками разрыва сплошности для предотвращения обратного движения оторвавшейся части потока.

Наконец, в качестве средства борьбы с гидравлическими ударами может быть использован обратный сброс воды через центробежные насосы — свободный (в том случае, если конструкция насосного агрегата это позволяет) или с торможением насоса.

Гидравлические удары по второй из указанных выше причин (недопустимо быстрое закрытие водоразборной или запорной арматуры) возникают реже, так как все конструкции современных задвижек и водоразборных приспособлений предусматривают их относительно медленное и плавное закрытие.

Удары такого рода обычно происходят лишь в результате неисправностей и повреждений арматуры (например, срыв шара в пожарных гидрантах).

К числу специальных **противоударных клапанов** относится «клапан-гаситель» системы Укр. ВОДГЕО (рис. III.51). Клапан-гаситель устанавливается на водоводе 1, идущем от насосной станции, непосредственно за обратным клапаном 2 и предназначается для защиты водовода от действия ударов, возникающих в результате остановки насосов из-за прекращения подачи электрического тока. Рабочий цилиндр гасителя 3 соединен трубками а и в через распределитель 4 с водоводом перед обратным клапаном. При нормальной работе насосов создаваемое ими давление поддерживает клапан гасителя в закрытом положении. При остановке насосов давление перед обратным клапаном резко падает, клапан гасителя под действием перепада давлений в водоводе (после и до обратного клапана) открывается и вода сбрасывается из водовода по трубе 5, чем предотвращается недопустимое повышение давления в водоводе. После открытия клапана-гасителя распределитель 4 соединяет цилиндр гасителя (через трубку б) с водоводом, и клапан гасителя начинает медленно закрываться. Скорость закрытия регулируется масляным тормозом 6.

На рис. III.52 показан обычный **предохранительный клапан** (пружинный), не допускающий повышения давления в трубах сверх установленных пределов; такие же клапаны изготавливаются рычажного типа.

Воздушные вантузы устанавливаются для удаления воздуха, скапли-

¹ Конструкции обратных клапанов приводятся в курсе «Насосы и насосные станции».

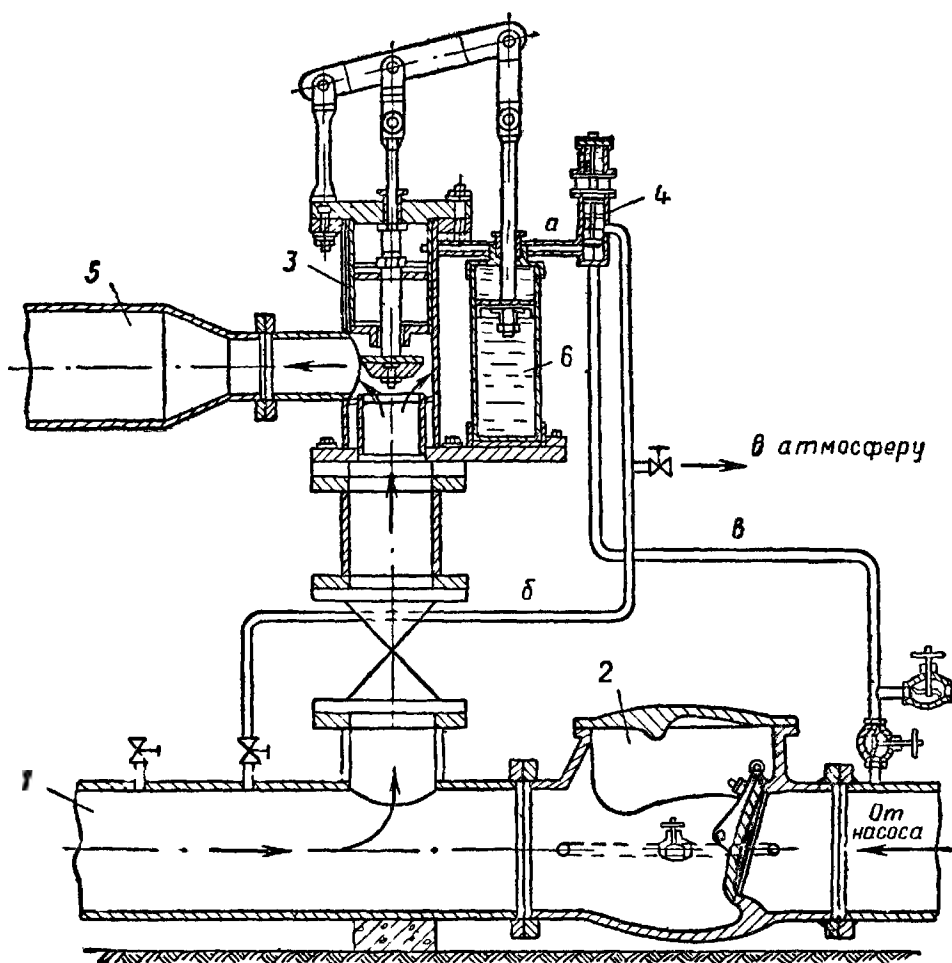


Рис. III.51

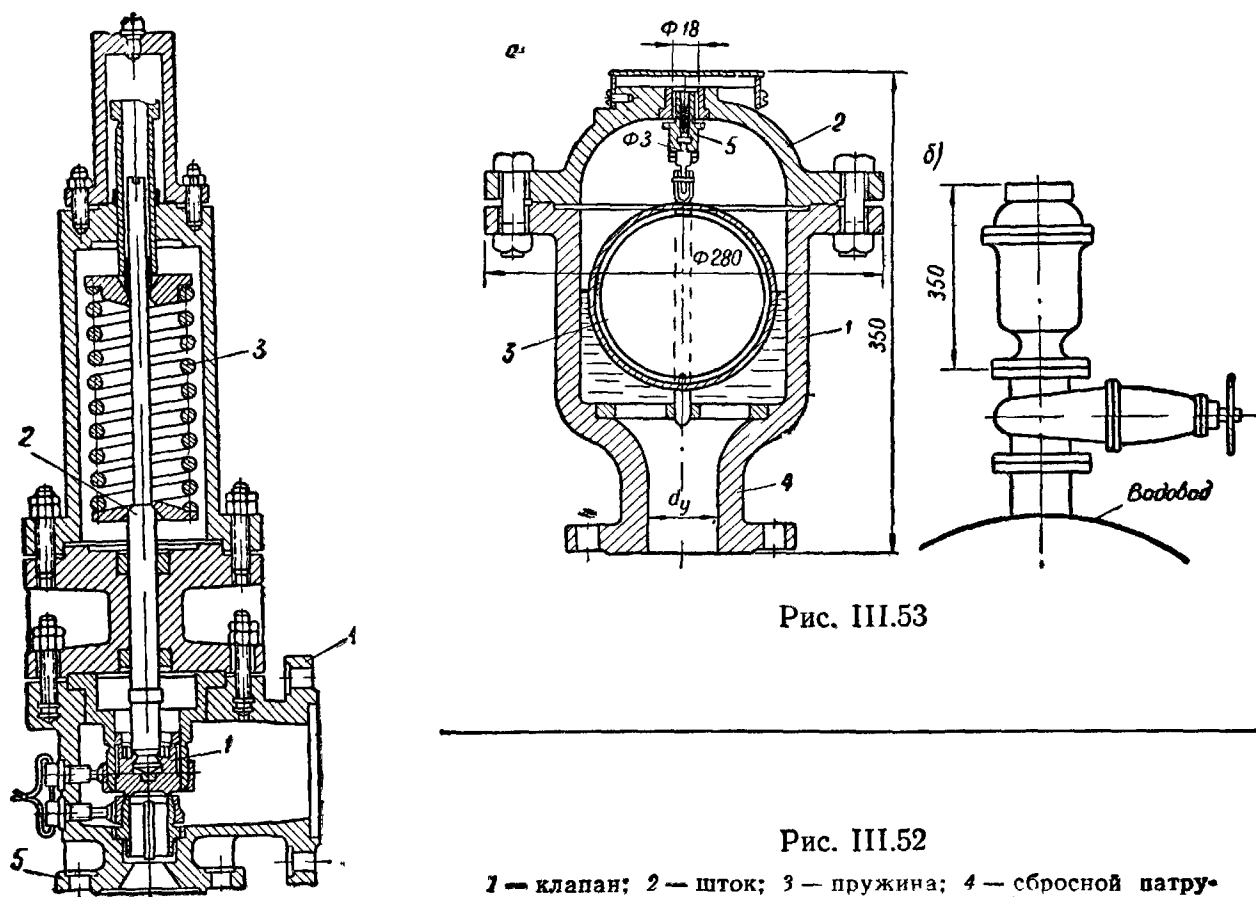


Рис. III.53

Рис. III.52

1 — клапан; 2 — шток; 3 — пружина; 4 — сбросной патрубок; 5 — соединительный фланец

вающегося в возвышенных точках водоводов и магистральной сети, в особенности при пересечении ими водоразделов (т.е. при переходе восходящего уклона в нисходящий).

На рис. III.53 показано устройство одного из воздушных вантузов. В чугунном корпусе 1 с крышкой 2 помещается стальной полый шар 3 с вертикальным стальным штоком. Выделяющийся из воды воздух через патрубок 4 проходит в корпус вантуза и скапливается в его верхней части. При накоплении здесь воздуха и опускании вследствие этого уровня воды шар также опускается, открывая соединенный с ним клапан 5, и воздух выходит наружу. После этого вода, заполняющая вантуз, поднимает шар и закрывает клапан. Вантуз размещают в колодце и соединяют патрубком 4 с вертикальным фланцевым отростком тройника, установленного в повышенной точке профиля водопроводной линии.

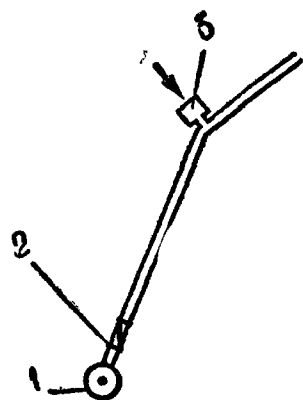


Рис. III 54

1 — насос; 2 — обратный клапан;
3 — вантуз

Диаметр вантуза при установке на трубах внутренним диаметром до 500 мм принимается равным 25 мм, а при больших диаметрах труб — 50 мм.

Подобные же вантузы могут использоваться и для впуска воздуха в водовод при образовании в нем пониженных давлений или разрыва сплошности потока при гидравлических ударах.

На рис. III.54 приведена схема установки на водоводе вантуза для впуска воздуха в месте резкого изменения уклона водовода, т.е. в месте вероятного разрыва сплошности потока.

В мировой практике имеется много разнообразных конструкций подобных приборов.

§ 45. ДЕТАЛИРОВКА СЕТИ

При проектировании наружной водопроводной сети после определения диаметров и выбора материала труб производят детализировку всех узлов сети. Детализировка дается на рабочих чертежах, где условными обозначениями наносят арматуру и фасонные части, из которых должны монтироваться отдельные узлы сети. Правильное конструирование узлов и рациональное использование существующего сортамен-

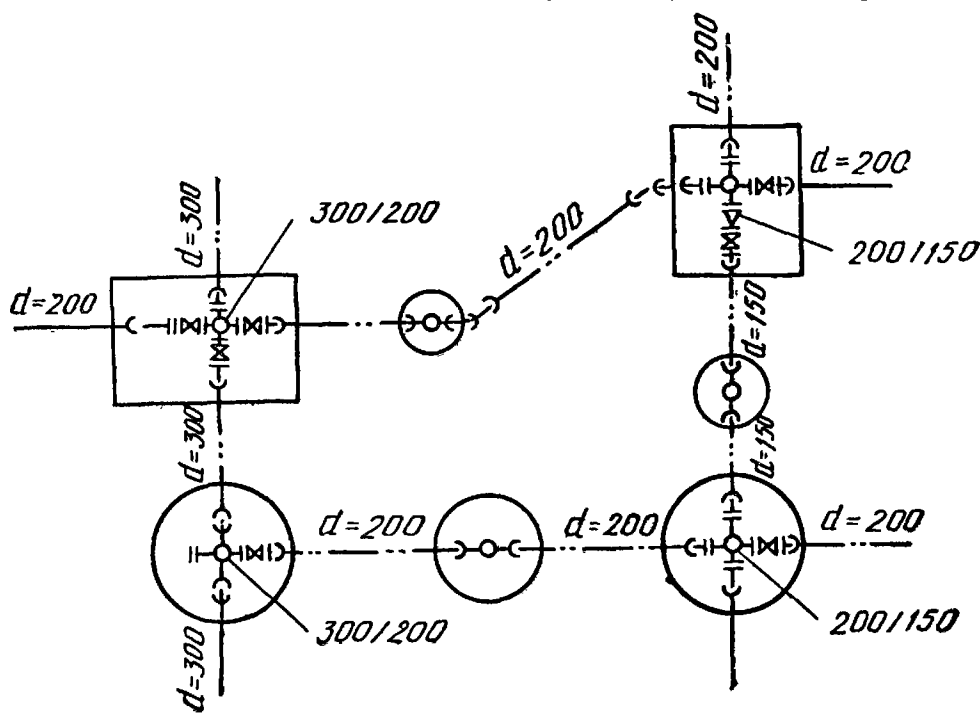


Рис. III.55

та фасонных частей удешевляет устройство сети и уменьшает размеры колодцев. При составлении детализовки сети прежде всего намечают места установки задвижек и пожарных кранов. После этого приступают к подбору фасонных частей, из которых монтируются отдельные узлы.

На рис. III.55 дан пример детализовки одного кольца сети.

На основании детализовки составляют спецификацию фасонных частей и арматуры, требуемых для устройства сети.

§ 46. КОЛОДЦЫ НА СЕТИ

Как было указано ранее, водопроводная арматура, устанавливаемая на сети, располагается обычно внутри специально устраиваемых для этого колодцев. Размеры колодцев в плане зависят от диаметра труб, а также от арматуры и фасонных частей, помещаемых в колодце. Глубина колодцев зависит от принятой глубины заложения труб (в соответствии с глубиной промерзания грунта).

Колодцы бывают железобетонные, кирпичные, в отдельных случаях из бутового камня. Для временных водопроводов иногда устраивают деревянные колодцы.

Наиболее совершенны и экономичны при массовом строительстве сборные железобетонные колодцы, которые монтируют из деталей, изготовляемых на заводах железобетонных изделий.

На рис. III.56 показаны круглые в плане сборные железобетонные колодцы диаметром 1,5 м двух типов: с конусной переходной частью к горловине (рис. III.56, а) и с плоским перекрытием (рис. III.56, б). Форма нижнего кольца изменяется в зависимости от числа труб, примыка-

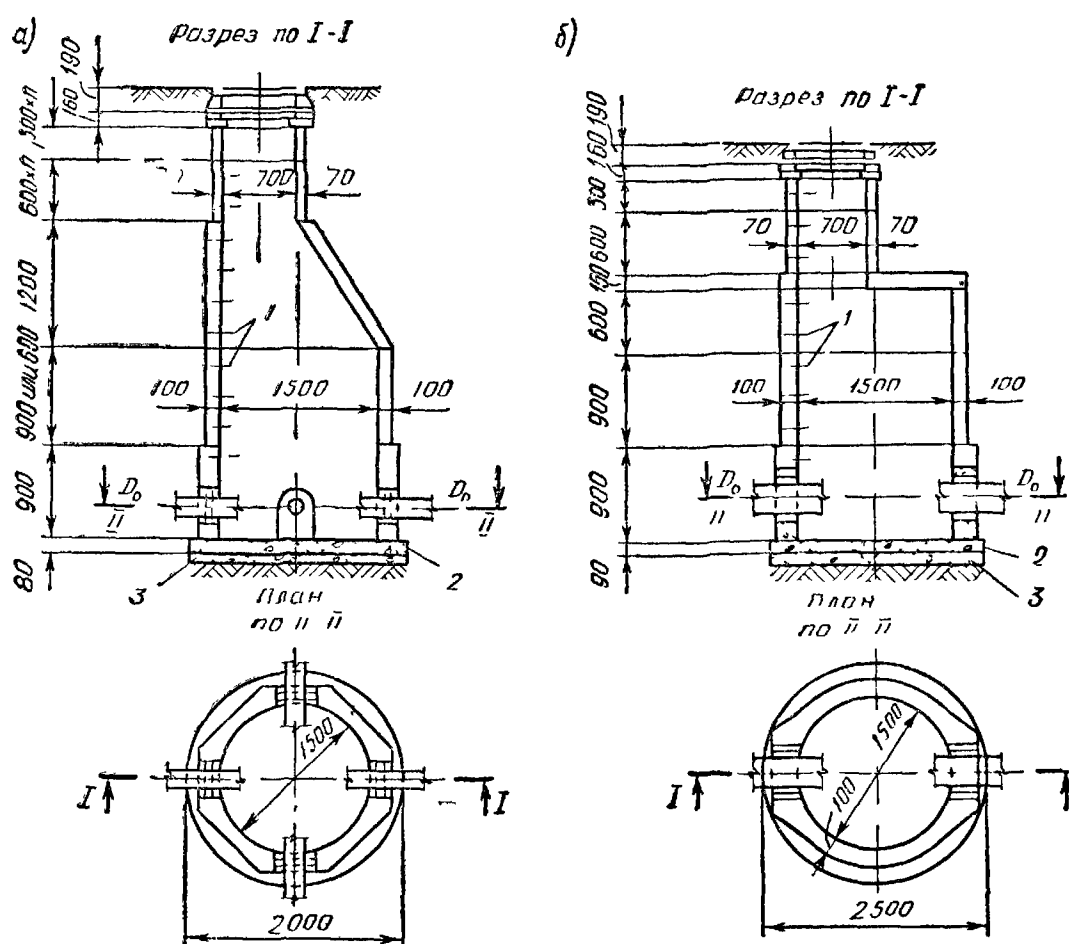


Рис. III 56

1 — скобы; 2 — бетон марки 50 (80 мм) 3 — щебень, втрамбованный в грунт (50 мм)

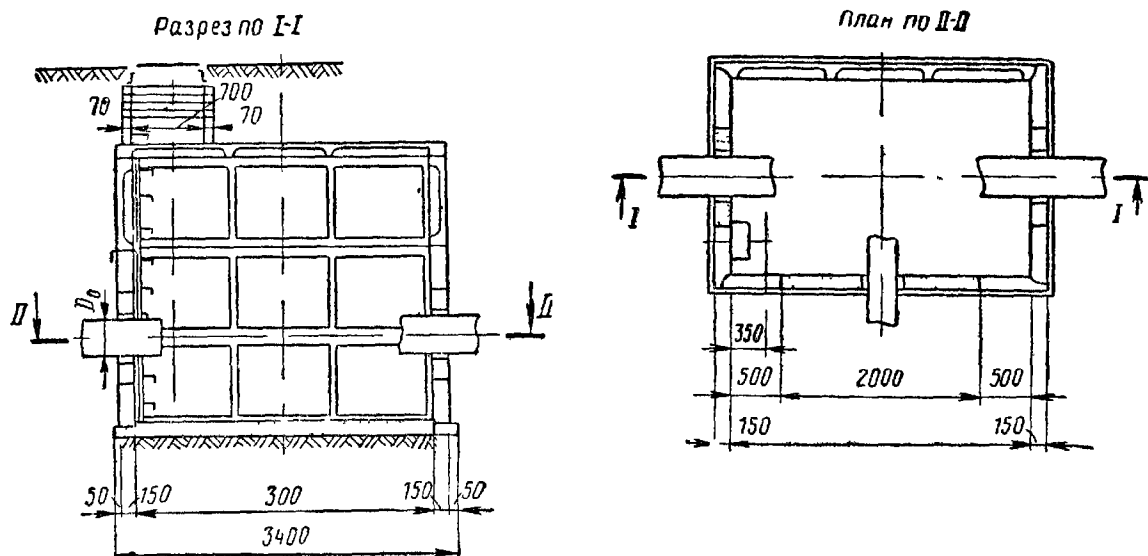


Рис. III 57

ющих к колодцу. Такие колодцы устраивают диаметром от 1 до 3 м (по различным типовым проектам); число деталей зависит от требуемой глубины колодцев. Для колодцев диаметром 1—1,5 м используют стандартные кольца.

На рис. III.57 показан прямоугольный сборный железобетонный колодец (из панелей) одного из существующих типов.

При устройстве колодцев в мокрых грунтах поверхность их стенок в пределах водоносного пласта покрывают цементной штукатуркой с алюминатом натрия и обмазывают битумом, а в днище поверх слоя щебня и бетона укладывают 30-сантиметровую цементную стяжку с двухслойной обмазкой битумом и железобетонную плиту.

Использование сборного железобетона (вместо кирпича) в строительстве сооружений такого массового типа, как сетевые колодцы, дает значительное сокращение сроков их строительства.

§ 47. УПОРЫ И КОМПЕНСАТОРЫ

Внутреннее давление воды обуславливает появление в напорных водопроводных трубах сил, направленных нормально к их стенкам и вызывающих в их материале растягивающие напряжения. На прямых участках линий труб никаких сил, направленных вдоль их оси, не возникает. Они появляются в местах поворота линий, а также в некоторых узлах сети, в частности в местах ответвлений, на концах тупиковых участков и т. п.

На рис. III.58 схематически изображено действие сил внутреннего давления воды на колена (а), отводы (б), тройники (в) и заглушки (г). Эти силы действуют вдоль осей труб и передаются на стыковые соединения. Стыки раструбных труб не рассчитаны на сопротивление продольным растягивающим усилиям, и для них в указанных случаях необходимо устраивать упоры, воспринимающие эти усилия. Особенно важно предусмотреть устройство упоров для труб большого диаметра, в которых силы, воздействующие на стык, могут быть весьма значительными.

Упоры выполняются конструктивно в виде бетонных, кирпичных или бутовых массивов, в которые упираются соответствующие фасонные части. Упоры можно устраивать как в колодцах, так и прямо в земле.

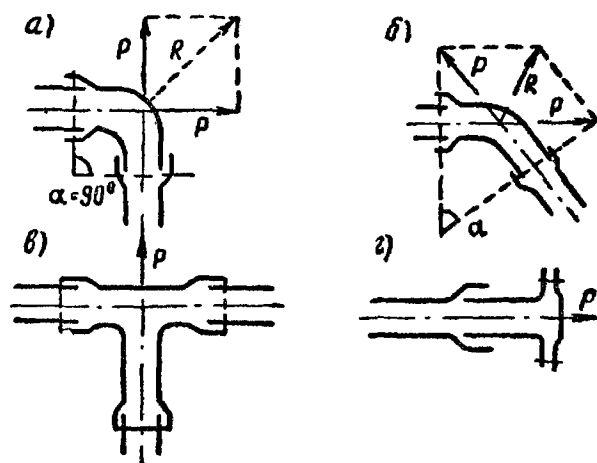


Рис. III.58

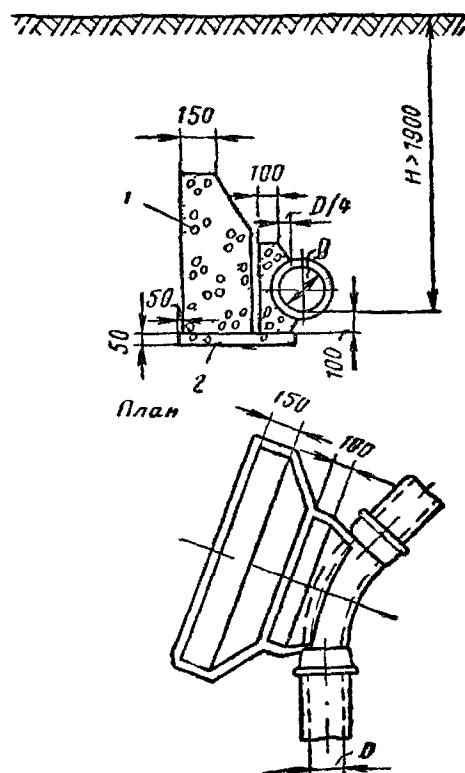


Рис. III.59

1 — бетон марок 70—90; 2 — щебеночная подготовка

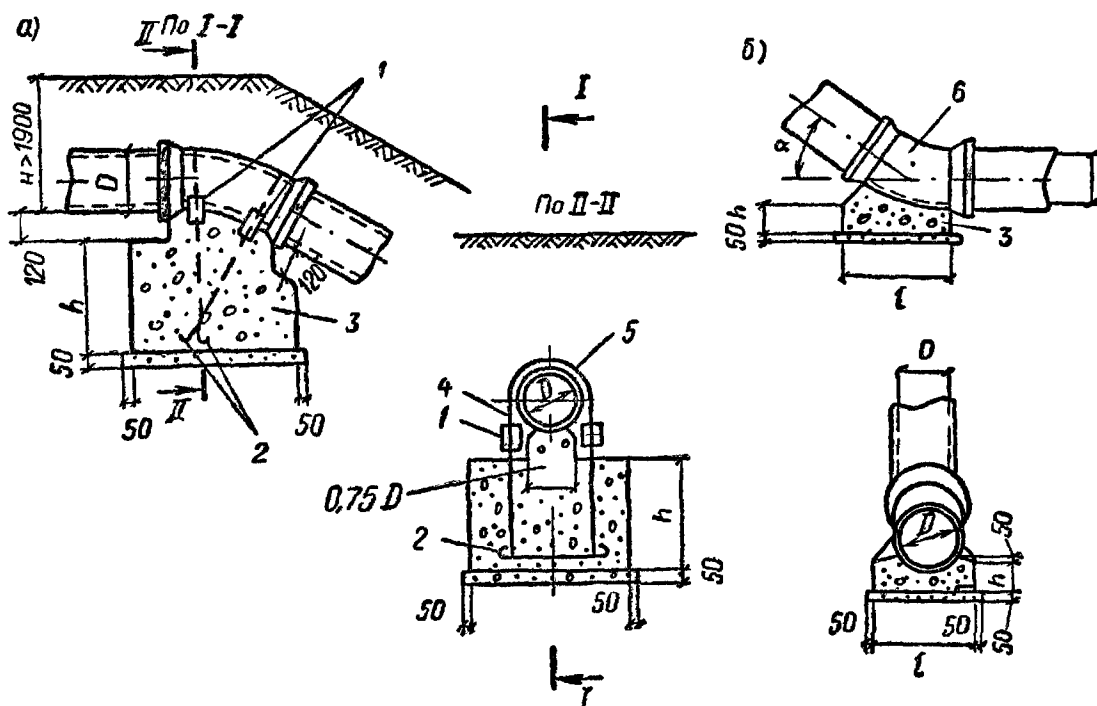


Рис. III.60

1 — стяжные стальные муфты; 2 — штыри; 3 — бетон марок 70—90; 4 — стальной анкерный болт; 5 — стальной хомут; 6 — чугунный отвод ($\alpha = 30 \dots 45^\circ$)

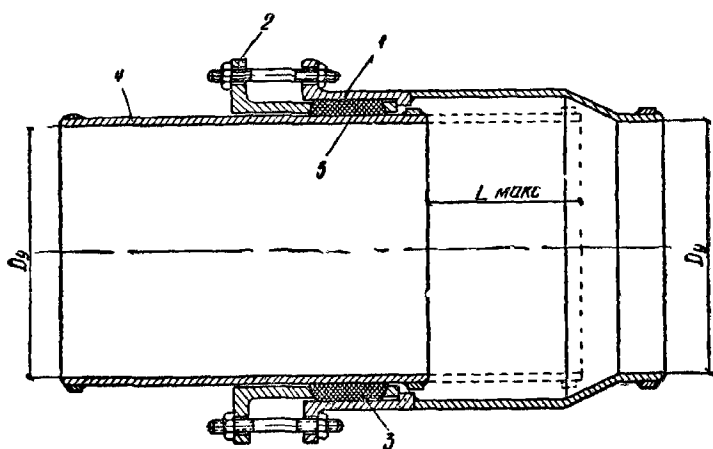


Рис. III.61

1 — корпус сальника; 2 — фланец сальника; 3 — сальниковая набивка; 4 — цилиндр; $L_{\max}$ — наибольшая длина компенсации; D_y — условный проход трубопровода

На рис. III.59 приведен пример устройства бетонного упора для отводов при повороте линий труб диаметром 250—400 мм в горизонтальной плоскости.

При изменении направления трубы в вертикальной плоскости также необходимо устраивать упоры с учетом направления действия силы давления. Пример устройства таких упоров для труб диаметром до 400 мм при усилии, направленном вверх, показан на рис. III.60, а, а при усилии, направленном вниз, — на рис. III.60, б.

Компенсаторы представляют собой устройство, воспринимающее температурные удлинения металлических трубопроводов (рис. III.61); их ставят в тех случаях, если стыки труб сами не компенсируют соответствующие перемещения. Компенсаторы следует устанавливать на стальных трубопроводах, прокладываемых в туннелях или на эстакадах, при укладке труб в просадочных грунтах, при подземной прокладке линий из стальных труб со сварными стыками, при жесткой заделке стальных труб в стенки колодцев, резервуаров, баков. Сальниковые компенсаторы изготавливаются диаметром от 100 до 1000 мм на внутренние давления до 16 кгс/см².

§ 48. ПЕРЕСЕЧЕНИЕ ВОДОПРОВОДНЫХ ЛИНИЙ С ДОРОГАМИ, РЕКАМИ И ОВРАГАМИ

При пересечении водопроводных линий с путями железных дорог прокладка труб непосредственно в земле не допускается, так как разрыв или повреждение их может вызвать размыв железнодорожного полотна. Поэтому трубы прокладывают в специальных туннелях или футлярах (кожухах). Те и другие в случае разрыва водопроводной трубы позволяют отвести воду из-под путей и произвести ремонт линии без повреждения полотна и перерыва в движении.

На рис. III.62 показано устройство перехода водопроводной линии под железнодорожными путями. Стальные трубы уложены в футляре.

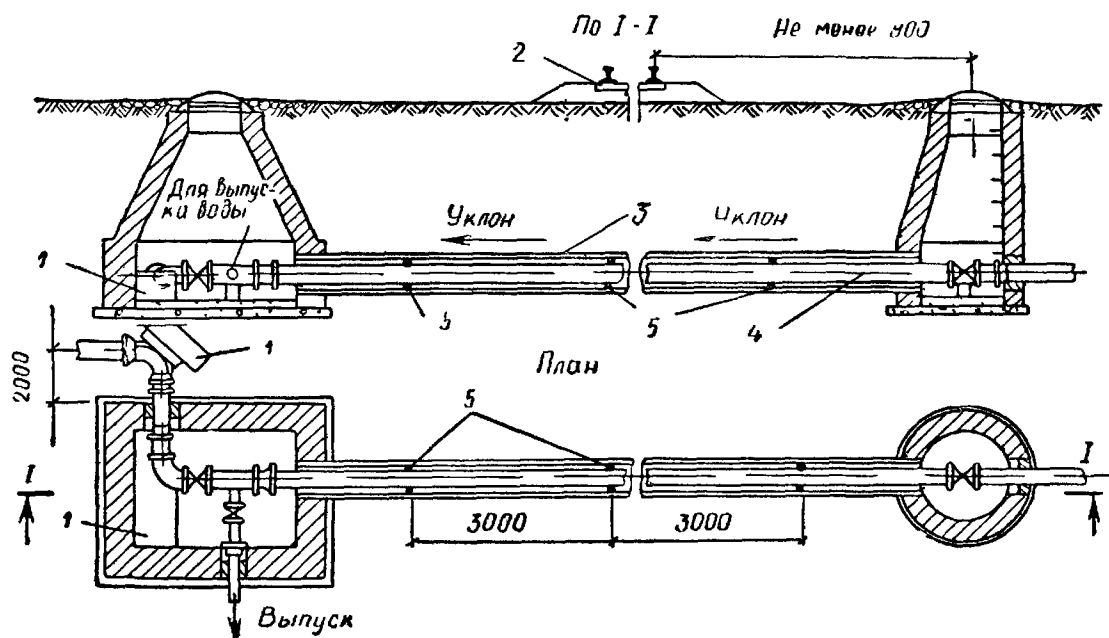


Рис. III.62

1 — упор; 2 — железнодорожный путь; 3 — кожух (футляр) из стальных труб; 4 — стальная труба; 5 — опоры для труб

Концы футляра расположены в колодцах, в которых установлены задвижки, служащие для выключения линии. Футляр выполнен из стальных труб большего, чем водопроводные трубы, диаметра. Для ремонта труб их приходится извлекать из футляра, что должно быть предусмотрено при устройстве одного из колодцев (левый колодец на рисунке). Футляр должен иметь уклон к одному из колодцев для слива воды из труб при авариях. На трубе должно быть предусмотрено устройство выпуска.

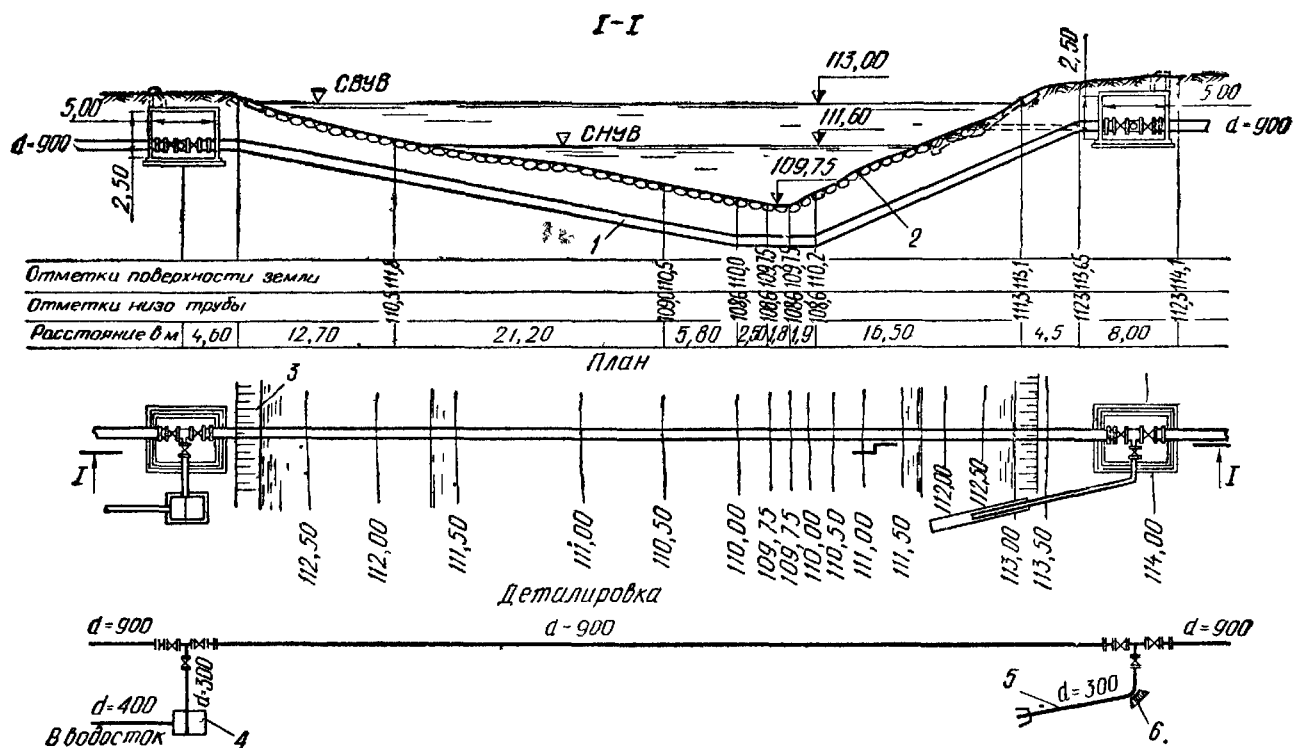


Рис. III.63

1 — сварной трубопровод диаметром 900 мм; 2 — каменная наброска; 3 — берегоукрепление; 4 — водобойный колодец, 5 — выпуск; 6 — упор

Переход водопроводных труб через реки может быть осуществлен по мосту (с использованием существующих, а в отдельных случаях с устройством специальных мостов), а также по дну реки. При переходе водопроводной линии по мосту трубы подвешивают к проезжей части моста с обеспечением доступа к ним для осмотра и ремонта.

Для переходов следует применять стальные трубы. Чтобы предотвратить замерзание воды в трубах, их необходимо утеплять. Для утепления трубы могут быть заключены в короб, заполняемый теплоизоляционным материалом. Применяют также обертывание труб различными изолирующими материалами в несколько слоев с устройством внешней изоляции из толя или кровельной стали.

При переходе по дну водоема трубопровод укладывают в виде дюкера (рис. III.63). Так как дюкер после его сооружения недоступен для осмотра и ремонта, его следует устраивать особенно тщательно и прочно. Для дюкера применяют линии из стальных труб повышенной прочности со сварными стыками, усиленными муфтами. Дюкер собирают и сваривают на поверхности (на плотках, подмостях, на льду и т. п.) и погружают целиком в траншею, заготовленную на дне водоема путем подводного землечерпания. В последнее время с успехом применяют устройство дюкеров способом так называемого «протаскивания». По этому способу дюкер собирают на берегу и в готовом виде протаскивают тро-

сами по дну на место при помощи трактора или лебедки. Оба конца дюкера должны заканчиваться в специальных колодцах с устройством в них соответствующих переключений.

Глава 11

СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ ВОДЫ ОТ ИСТОЧНИКА К ОБЪЕКТУ ВОДОСНАБЖЕНИЯ (ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА)

§ 49. МЕТОДЫ ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ ВОДЫ И ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ТРАНСПОРТИРУЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

Выбор метода транспортирования воды и соответственно типов транспортирующих сооружений зависит от характера природного источника, степени его удаленности от объекта, местных топографических условий и количества транспортируемой воды.

Все практически используемые типы транспортирующих воду сооружений могут быть разделены на две основные группы: а) нагнетательные водоводы; б) гравитационные (или самотечные) водоводы и каналы. В сооружениях первой группы подача воды осуществляется насосами. В сооружениях второй группы движение воды происходит под действием силы тяжести.

В некоторых случаях взаимное расположение источника и объекта водоснабжения, а также характер рельефа местности вызывают необходимость использования того или иного принципа подачи воды на отдельных участках трассы водовода.

По характеру движения воды (по характеру гидравлической работы) все транспортирующие воду сооружения могут быть разделены на напорные водоводы (работающие полным сечением) и безнапорные водоводы (имеющие свободную поверхность воды).

Безнапорные водоводы могут быть выполнены в виде открытых каналов, вырытых в земле, или в виде закрытых каналов (различных конструкций и из различных материалов), работающих неполным сечением.

Использование гравитационного метода подачи воды дает большие экономические преимущества, так как позволяет значительно снизить расходы на эксплуатацию системы водоснабжения. Очевидно, что применять этот метод транспортирования воды для водовода в целом можно лишь при условии, если отметка уровня воды используемого водоема превышает отметку точки, в которую должна быть подана вода. Однако и при соблюдении этого условия наличие значительных возвышенностей по трассе водовода может потребовать подъема воды насосами для переброски ее через эти возвышенности.

Для схемы, представленной на рис. III.64, где отметка уровня используемого водоема A значительно превышает отметку земли у объекта B , гравитационная подача воды потребовала бы устройства весьма длинных туннелей (aa_1 или aa_2), сильно удорожающих строительство. Подъем воды насосами до резервуара b , установленного на наивысшей точке пересекаемой возвышенности, позволит избежать устройства туннелей. При таком решении на участке ab будут нагнетательные водоводы, а от точки b до объекта — гравитационные водоводы.

В ряде случаев удастся использовать гравитационный метод подачи воды на всем протяжении трассы водовода. При этом применение безнапорных каналов возможно лишь при относительно равномерном и незначительном уклоне местности вдоль трассы водовода. В этих ус-

ловиях можно обеспечить требуемый постоянный уклон безнапорного канала без устройства дорогостоящих глубоких выемок и сооружений для перехода пониженных мест.

Выбор типа и конструкции безнапорного канала определяется экономическими соображениями и местными условиями, а в известной степени и требованиями к качеству воды.

Открытые каналы представляют собой относительно дешевые (на единицу длины) сооружения для транспортирования больших количеств воды.

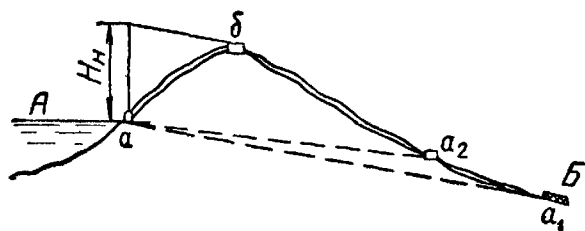


Рис. III.64

Недостатками открытых каналов являются:

а) большой процент потерь воды, в основном на фильтрацию и частично на испарение;

б) зарастание их водной растительностью и цветение воды;

в) возможность загрязнения воды поверхностными стоками и через воздух;

г) нагревание воды летом и замерзание ее зимой.

Для подачи питьевой воды (чистой природной или очищенной) открытые каналы не должны применяться.

Закрытые безнапорные каналы являются более дорогими сооружениями, но потери воды в них значительно меньше, они предохраняют воду от загрязнения и развития растительности и обеспечивают почти постоянную температуру воды на всем пути ее подачи от источника к объекту.

При наличии достаточной для обеспечения движения воды разности отметок в начальной и конечной точках водовода, но в условиях относительно пересеченного рельефа местности часто оказывается более рентабельным использование напорных гравитационных водоводов, т.е. водоводов, работающих полным сечением. По условиям своей гидравлической работы эти водоводы аналогичны нагнетательным водоводам, их конструкция должна обеспечить сопротивление разрывающим усилиям от внутреннего давления воды.

Так как напорные водоводы допускают практически любое изменение уклона по длине трассы, использование их часто позволяет значительно сократить общую длину водовода.

В современной практике водоснабжения местные природные источники воды часто оказываются недостаточными для удовлетворения потребностей крупных городов и промышленных предприятий (особенно в относительно маловодных местностях) и приходится использовать весьма удаленные источники, расположенные за десятки, а иногда и сотни километров от объектов. В этих условиях значение транспортирующей воду сооружений и удельный вес затрат на их строительство в общей стоимости системы водоснабжения значительно возрастают. Выбор наиболее экономичного варианта подачи воды приобретает особо важное значение. Этот выбор производится, как правило, на основе тщательного изучения местных условий (топографии и геологии по возможным трассам водовода) и технико-экономического сравнения различных вариантов.

При всех условиях транспортирующее воду сооружение должно обеспечивать надежность и бесперебойность снабжения объекта водой. Для этого необходимо, чтобы его конструкция сводила к минимуму опасность возникновения аварий. Длинные водоводы, как правило, прокла-

дывают в одну линию. Поэтому в конце водовода должны быть устроены запасные емкости такого объема, который может обеспечить питание объекта водой во время ликвидации аварии или проведения ремонта.

При относительно малой длине водовода требуемая надежность водообеспечения потребителей может быть достигнута с меньшими затратами путем строительства его из двух параллельно работающих линий (вместо устройства запасных емкостей). В ряде случаев наличие двух или нескольких параллельно работающих линий водовода является следствием постепенного развития системы водоснабжения в соответствии с ростом водопотребления объекта.

Практика транспортирования воды дает примеры широкого использования всех перечисленных здесь типов сооружений.

Для обеспечения водой промышленности и населенных мест центрального района Донбасса построен открытый водопроводный канал, забирающий воду из р. Северский Донец. Канал имеет длину 132 км и рассчитан на подачу расхода $25 \text{ м}^3/\text{с}$. Рельеф местности вызвал необходимость устройства на канале четырех насосных станций, поднимающих воду на общую высоту около 250 м. Вода, забираемая из канала для городских водопроводов, подвергается соответствующей очистке.

В 1961 г. закончено строительство другого крупного открытого водопроводного канала, подающего воду из р. Днепр (от Каховского водохранилища) для нужд промышленности и населения Криворожья. Канал протяжением 57 км рассчитан на подачу расхода до $41 \text{ м}^3/\text{с}$.

Еще более мощный водопроводный открытый канал построен для подачи воды из р. Иртыш в центр Карагандинского района. Его общая протяженность около 500 км и расчетный расход около $75 \text{ м}^3/\text{с}$. На канале устроен ряд перекачивающих насосных станций и ряд водохранилищ.

Как уже было сказано, современная система водоснабжения Москвы включает канал им. Москвы (длиной 128 км), который служит одновременно для нужд судоходства и для подачи воды из р. Волги. Канал этот подает воду в подмосковные водохранилища, откуда она по специальным водопроводным открытым каналам поступает к очистным станциям.

Примером весьма большого безнапорного закрытого канала может служить Баку-Шолларский водовод, пущенный в эксплуатацию в 1917 г. Водовод использует воды Шолларских родников. Общая его протяженность от источника до городских резервуаров 185 км. Из них первые 147 км выполнены в виде закрытого безнапорного бетонного канала овоидального сечения ($1,2 \times 1,7 \text{ м}$). Далее вода подается насосами по нагнетательному водоводу длиной 18 км в распределительную камеру и по самотечным бетонным водоводам (длиной 20 км) подводится к городским резервуарам.

В 1951 г. был введен в эксплуатацию второй бакинский безнапорный закрытый водовод, идущий почти параллельно первому и подающий подземные воды из района Хачмас.

В качестве примера широкого использования безнапорных закрытых каналов для городского водоснабжения в зарубежной практике может служить система самотечных водоводов Парижа (протяженность каждого 100—130 км), подающих подземные воды из различных районов.

Развитие технологии производства напорных труб обуславливает все более широкое применение напорных гравитационных водоводов. Подобные водоводы значительной протяженности использованы при строительстве ряда крупных систем водоснабжения у нас и за рубежом.

§ 50. БЕЗНАПОРНЫЕ ВОДОПРОВОДНЫЕ КАНАЛЫ

Открытые каналы. Открытые водопроводные каналы по своему устройству и методам расчета весьма близки к каналам оросительных систем.

Трассу канала выбирают на основании данных топографических и геологических изысканий. Канал должен иметь по возможности равномерный уклон на всей длине. Величина уклона, непосредственно связанная со скоростью движения воды в канале, лимитируется целым рядом условий. Слишком малые уклоны и, следовательно, малые скорости приводят (при заданном расходе) к увеличению площади поперечного сечения канала и тем самым к увеличению его строительной стоимости. Кроме того, при малых скоростях может происходить заиление и зарастание канала. Слишком большие уклоны могут вызвать возрастание скоростей до пределов, опасных в отношении размыва канала.

Верхние пределы расчетной скорости движения воды в канале зависят от характера грунтов, в которых проходит канал, наличия и характера креплений или одежды стенок и дна канала. В каналах без облицовки расчетная скорость обычно близка к 0,6—0,7 м/с. В облицованных каналах скорость значительно выше и составляет 1,5—2 м/с и более.

Поперечное сечение канала чаще всего имеет трапецеидальную форму; лишь иногда в (скальных грунтах) ему придают форму прямоугольника. Коэффициент откосов (отношение заложения к высоте) канала трапецеидального сечения зависит от характера грунта, а также от наличия и способа крепления откосов. Обычно коэффициент откосов принимают в пределах от 1,5 до 3.

Чтобы выдержать заданный продольный уклон канала, его приходится прокладывать на отдельных участках в зависимости от рельефа местности в выемке, на нулевых отметках (с частичным обвалованием) или даже в насыпи.

Строить канал без облицовки его стенок и дна можно только в плотных слабопроницаемых грунтах, где потери воды на фильтрацию относительно невелики.

Облицовка каналов устраивается в целях снижения фильтрационных потерь, предохранения их от размыва и оползания откосов, снижения шероховатости поверхности их стенок, а также предотвращения зарастания канала водной растительностью. В отдельных случаях облицовка может служить для защиты канала от поступления в него загрязненных почвенных вод.

В водопроводных каналах применяют следующие виды облицовок: гравийные отсыпки; мощение; битумное покрытие; глинистые экраны; бетонные и железобетонные покрытия.

Два первых типа одежды служат в основном для защиты откосов каналов от размыва и обрушения, остальные — для борьбы с фильтрацией.

На рис. III.65, а показан поперечный профиль канала Северский Донец — Донбасс на участке с облицовкой железобетонными плитами, а на рис. III.65, б — на участке с креплением стенок щебнем.

Для снижения стоимости строительства водопроводных открытых каналов их обычно устраивают в одну линию.

При строительстве канала и для обеспечения его нормальной эксплуатации на нем требуется устройство ряда сооружений.

Пересечение каналом пониженных мест трассы, оврагов, рек, а также дорог осуществляется при помощи дюкеров, представляющих собой

напорные гравитационные водоводы из железобетонных или металлических труб. Их обычно укладывают в две параллельные линии (это увеличивает надежность работы). В отношении характера работы и методов гидравлического расчета эти дюкеры аналогичны дюкерам, широко применяемым в системах канализации. В оголовках дюкеров устанавливают приспособления для выключения отдельных линий дюкеров при ремонте и прочистке, а в верхней камере устанавливают сороудерживающую решетку.

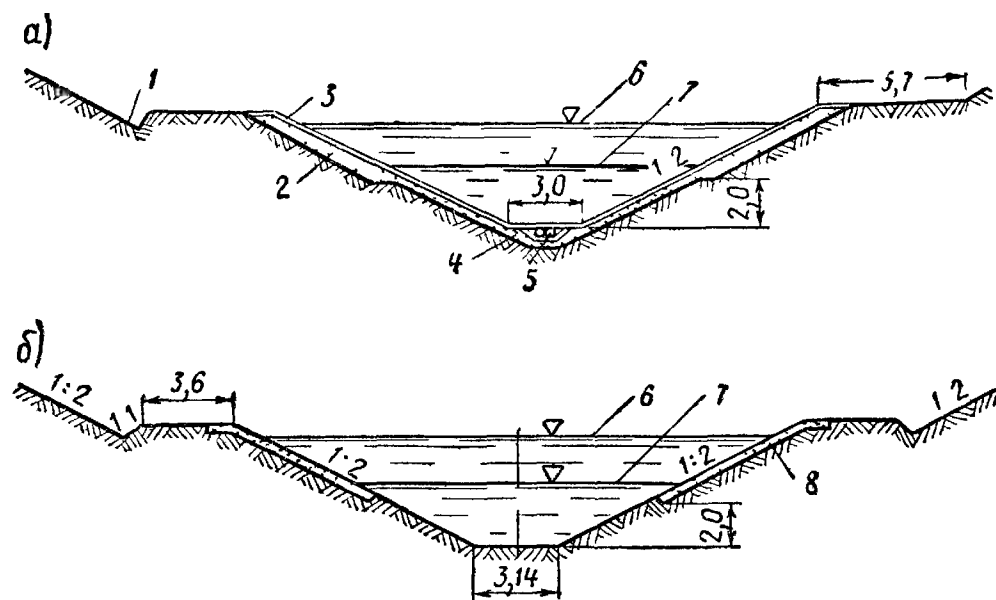


Рис. III.65

1 — нагорная канава; 2 — песчаная засыпка 0,4 м; 3 — железобетонная облицовка, 4 — песчаная подготовка 0,2 м; 5 — дренаж, 6 — летний уровень; 7 — зимний уровень; 8 — крепление щебнем

В отдельных случаях переход канала через реки и овраги осуществляется в виде мостов — акведуков.

На канале через некоторые расстояния устанавливают перегораживающие сооружения, позволяющие не только выключать отдельные участки его на ремонт (и даже полностью закрывать канал), но и регулировать уровень воды в нем по мере необходимости (например, обеспечивать подпор в условиях зимнего режима).

Выше каждого перегораживающего сооружения должен быть устроен автоматически действующий водосброс для предохранения вышележащих участков канала от переполнения.

В местах резкого изменения отметок местности по трассе канала устраивают перепады или быстротоки.

Весьма часто (например, при пересечении каналом водораздела) рельеф местности вызывает необходимость устройства канала в несколько ступеней с местными подъемами воды насосами. Такой характер имеет, например, продольный профиль канала Северский Донец — Донбасс (рис. III.66).

Насосные станции на каналах значительно отличаются от обычных водопроводных насосных станций. В ряде случаев эти станции должны поднимать весьма большое количество воды на относительно малую высоту («перевальные» станции). В них широко используются осевые центробежные насосы. На рис. III.67 показан схематически продольный разрез такой «перевальной» станции, построенной на канале Днепр — Кривой Рог. Станция рассчитана на подъем воды в количестве около 35 м³/с на высоту до 4,5 м.

Как уже было сказано, водопроводные каналы, особенно длин-

ные, прокладывают обычно в одну линию в целях снижения их строительной стоимости. В этих условиях бесперебойное снабжение водой объекта может быть обеспечено лишь при наличии в конце канала резервных емкостей объемом, достаточным для удовлетворения потребностей объекта на время, необходимое для ремонта или ликвидации ава-

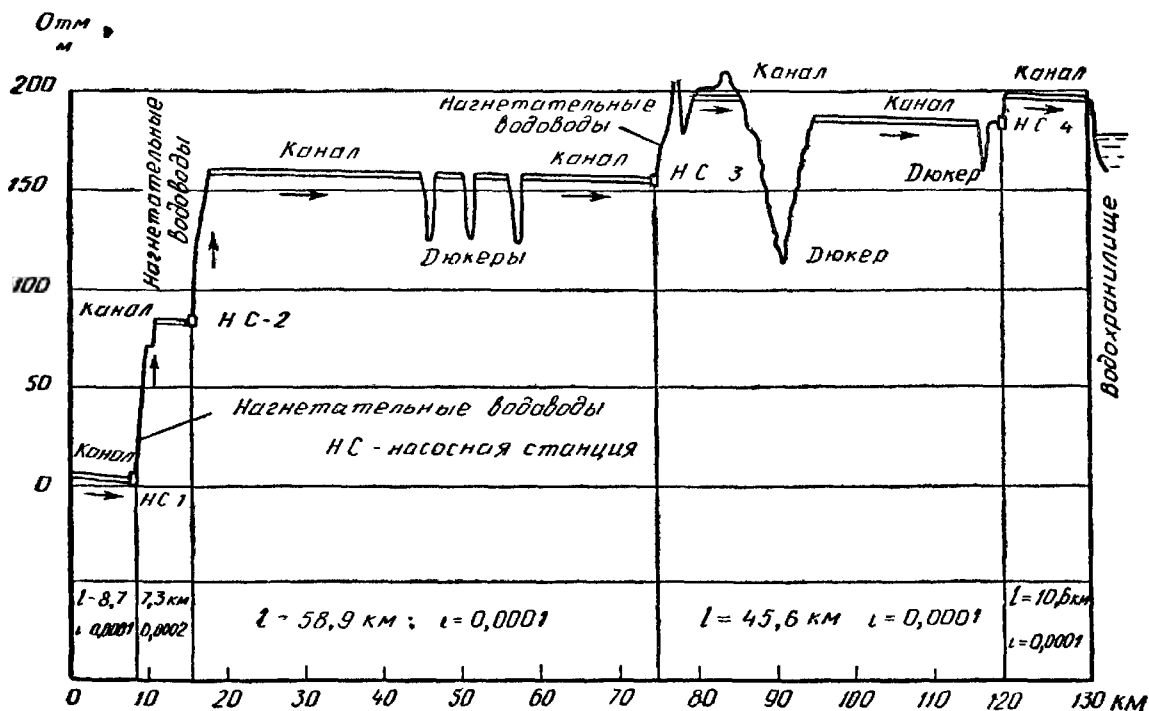


Рис. III.66

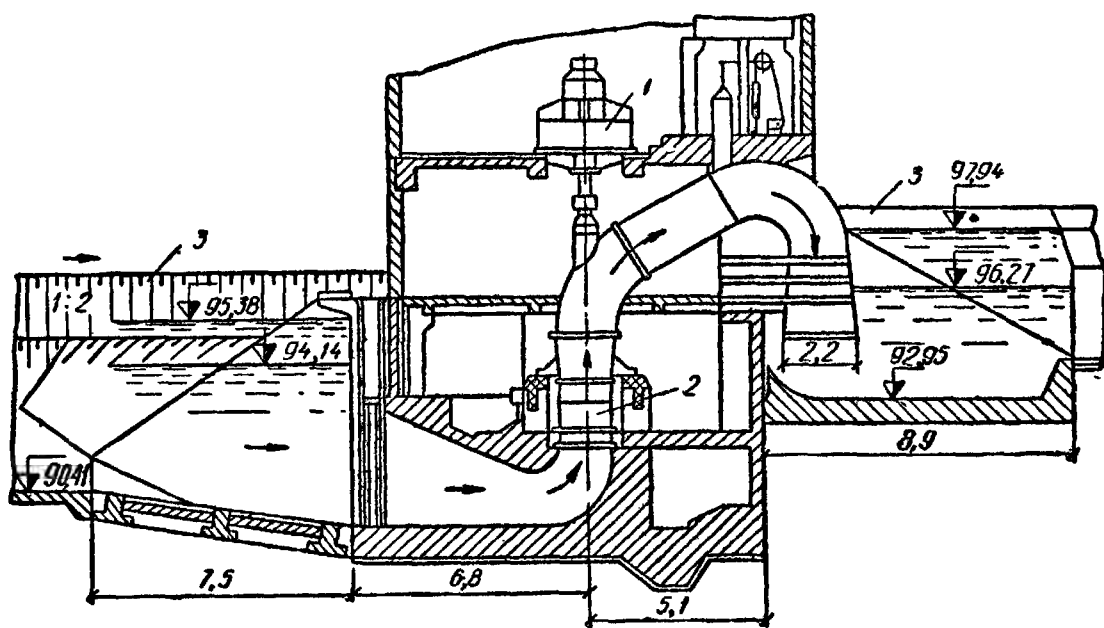


Рис. III.67

1 — электродвигатель; 2 — насос; 3 — канал

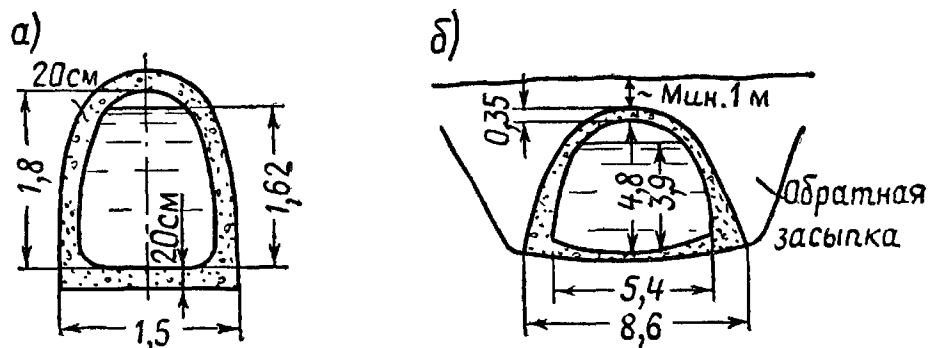
рии на канале. В качестве такой емкости все чаще используются водохранилища, образуемые плотинами на реках и ручьях, пересекаемых каналом. Во многих каналах значительная часть их общей длины приходится на водохранилища. Устройство водохранилищ на канале позволяет в ряде случаев намного уменьшить объем работ по строительству самого канала. Водоохранилища используются не только как резервные емкости, но одновременно и как осадочные бассейны, задержива-

ющие взвешенные вещества, которые содержатся в подаваемой воде.

Закрытые каналы. Закрытые безнапорные каналы используются для подачи чистой природной или уже очищенной воды.

По конструктивному оформлению и условиям гидравлической работы водопроводные закрытые каналы весьма близки к коллекторам канализации.

Рис. III.68



а — сечение одного из водопроводов Тбилиси шатровой формы; б — сечение водовода Лос-Анджелеса подковообразной формы

Раньше закрытые каналы почти всегда строили из кирпича; в настоящее время их выполняют в основном из бетона или железобетона. Железобетонные каналы бетонируются на месте или монтируются из сборных элементов.

Форма поперечного сечения закрытых безнапорных каналов весьма разнообразна (рис. III.68); наиболее часто применяются каналы овоидальной, лотковой и круглой формы. В зарубежной практике весьма распространена подковообразная форма поперечного сечения закрытых каналов. Форма сечения должна обеспечивать хорошие гидравлические характеристики канала и хорошее его сопротивление давлению грунта на участках, где он проходит в земле.

Расчетная степень наполнения каналов (отношение глубины потока воды к высоте канала) принимается обычно в пределах от 0,75 до 0,9. Так как каналы рассматриваемого типа не рассчитываются на напорный режим работы (т. е. на разрывающие усилия от внутреннего давления воды), то установленная степень наполнения должна гарантировать невозможность образования в канале подпора.

На безнапорных закрытых каналах (так же как и на открытых) для перехода оврагов, рек и долин устраивают дюкеры (участки напорных самотечных линий) и в отдельных случаях мосты — акведуки. Кроме того, эти каналы также оборудуются перегораживающими сооружениями и сооружениями для сброса воды в целях предохранения канала от переполнения. При пересечении безнапорными закрытыми каналами возвышенностей широко используются туннели.

§ 51. НАПОРНЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ВОДОВОДЫ

При сильно пересеченном рельефе местности по трассе самотечного водовода использование безнапорных каналов (как открытых, так и закрытых) становится затруднительным. Обеспечение надлежащего постоянного уклона канала (соответствующего уклону свободной поверхности воды в канале) требует в этом случае выполнения значительного объема земляных работ; количество сооружений в местах пересечения каналом долин, оврагов и возвышенностей (т. е. дюкеров, мостов, туннелей) весьма велико. Все это ведет к увеличению строительной стоимости канала.

В таких условиях (и, разумеется, при наличии достаточного общего падения отметок местности по длине канала) обычно экономически

§ 52. РАСЧЕТ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ ПО ЗАДАННОЙ СТЕПЕНИ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ ПОДАЧИ ВОДЫ

Здесь рассматриваются особенности расчета напорных (нагнетательных и гравитационных) водоводов по заданной степени обеспеченности подачи ими воды объекту.

Непременным условием обеспечения бесперебойного снабжения водой потребителей независимо от методов ее транспортирования является достаточная мощность используемого источника водоснабжения.

Что же касается транспортирующих воду сооружений, то бесперебойность подачи ими воды может быть достигнута:

а) конструкцией водовода, обеспечивающей его безаварийную работу;

б) дублированием линий водовода, позволяющим выключать его отдельные линии на ремонт, не прекращая подачи воды потребителям;

в) устройством в конечных (а иногда и в промежуточных) точках водовода резервных емкостей, позволяющих снабжать водой потребителей на все время ремонта или ликвидации аварий на водоводе.

Для нагнетательных водоводов, кроме того, необходима бесперебойная работа насосной станции (наличие резервных насосных агрегатов, обеспеченность подачи энергии и т. п.).

Все конструкции современных водоводов предусматривают их надлежащую прочность. Однако полностью гарантировать безаварийность водовода (особенно при его значительной длине) невозможно ввиду весьма большого числа факторов, которые могут вызвать местные повреждения в нем.

Безнапорные каналы и водоводы благодаря отсутствию разрывающих усилий от внутреннего давления воды имеют относительно большую надежность, чем напорные водоводы.

Вопрос о целесообразности дублирования линий водовода или устройства на нем достаточных резервных емкостей решается путем технико-экономического сравнения этих вариантов.

СНиП II-Г.3-62 устанавливают продолжительность ликвидации аварии на водоводах в зависимости от диаметра водовода и глубины промерзания грунта (табл. III.3).

Указанная продолжительность может быть изменена при соответствующем обосновании, учитывающем материал и диаметр труб, особенности трассы водовода, условия прокладки труб, средства ликвидации аварий, но не должна быть менее 6 ч.

Пользуясь приведенными указаниями строительных норм, можно определить требуемый объем резервной емкости и ее стоимость.

Очевидно, что устройство резервных емкостей будет выгодно только в случае, когда суммарная стоимость этих емкостей и водовода, проложенного в одну линию, меньше стоимости водовода, проложенного в две линии.

Опыт проектирования и строительства водоводов показывает, что при длинных водоводах устройство резервных емкостей экономически выгоднее дублирования линий водовода.

Обычно водоводы из двух или нескольких параллельных линий ис-

Т а б л и ц а III.3

Диаметр труб в мм	Продолжительность ликвидации аварии в ч при глубине промерзания грунта в м	
	≤ 2	> 2
≤ 400	8	12
> 400	12	24

пользуют в системе нагнетательных водоводов. Эти системы должны обладать большой гибкостью в отношении постепенного их развития в соответствии с постепенным ростом водопотребления.

Рассмотрим метод поверочного расчета системы нагнетательных водоводов при их работе во время аварии на одной из линий водовода — сначала для системы водовода из двух параллельных линий.

При обычной работе водовода вода подается одновременно в обе линии и каждая из них рассчитывается на пропуск половины общего расхода (рис. III.70 а). В случае аварии на одной из линий она выключается полностью или частично, и вода подается по оставшейся линии.

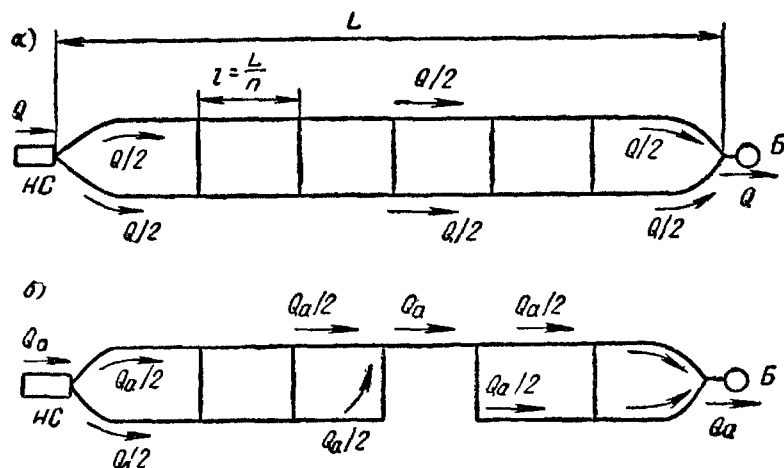


Рис. III.70

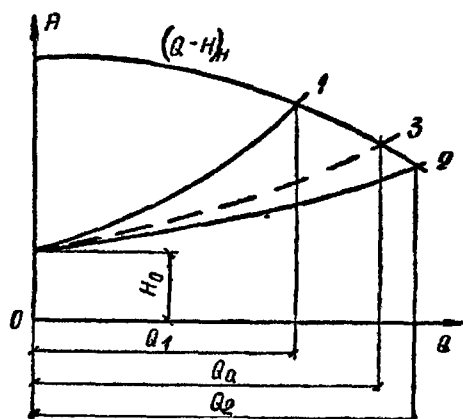


Рис. III.71

Изменение числа работающих линий влечет за собой изменение сопротивления в системе водовода, а следовательно, и изменение количества подаваемой воды.

Весьма важно знать, как будет реагировать насосная станция на выключение одной из линий водовода. Если кривая 1 (рис. III.71) представляет собой характеристику $H=f(Q)$ одной линии водовода заданной длины и диаметра, то характеристика системы двух таких параллельных линий будет представлена кривой 2, абсциссы которой вдвое больше абсциссы кривой 1. Точки пересечения этих кривых с характеристикой насоса $(Q-H)_{\text{н}}$ определяют значения производительности и напора насоса при работе одной или двух линий водовода.

При аварии и выключении одной линии водовода подача воды насосами падает. Строительными нормами и правилами установлено, что при аварии на водоводах должна быть обеспечена подача воды на хозяйственные нужды в количестве не менее 50% расчетного расхода и на нужды промышленных предприятий — по аварийному графику.

При выключении целиком одной из двух линий водовода процент снижения подачи воды весьма велик. Чтобы снижение подачи воды при аварии было по возможности меньше, между линиями водовода через определенное расстояние устраивают соединения (так называемые связи). Это позволяет выключать во время аварии не целиком всю линию, а лишь поврежденный участок ее и подавать по водоводу значительно большее количество воды, чем при выключении полностью одной из линий водовода.

При помощи графических методов [совмещения характеристик $H=f(Q)$ насосов и водоводов] можно легко найти величину изменения подачи насосов при выключении поврежденного участка водовода. Пусть водовод состоит из двух параллельно включенных линий длиной L с соединениями, устроенными на расстояниях $l=L/n$ (см. рис. III.70), где n — число участков водовода. В обычное время по каждой линии

пойдет расход $Q/2$, где Q — полный расход, подаваемый насосами. Если сопротивление одного участка обозначим через s , то сопротивление каждой линии водовода будет sn . Потери напора в каждой линии одинаковы и равны:

$$h = sn \left(\frac{Q}{2} \right)^2 = \frac{sn}{4} Q^2,$$

или, если обозначить сопротивление всей системы без аварии $sn/4$ через S ,

$$h = SQ^2.$$

По этому уравнению построена кривая 2 системы водоводов (см. рис. III.71).

При аварии на одном из участков (см. рис. III.70, б) по $n-1$ участкам будет проходить расход $Q_a/2$ (где Q_a — расход, подаваемый насосами при аварии), а по одному участку (лежащему параллельно аварийному) — расход Q_a . Пренебрегая относительно ничтожными потерями напора в соединительных участках, получим полные потери напора в системе водовода при аварии:

$$h_a = s(n-1) \frac{Q_a^2}{4} + sQ_a^2 = \frac{s(n+3)}{4} Q_a^2,$$

или, обозначив суммарное сопротивление системы водовода при аварии $s(n+3)/4$ через S_a , получим

$$h_a = S_a Q_a^2.$$

Как видно, сопротивление водовода при аварии возросло: $S_a > S$ и, следовательно, подача воды при аварии понизится ($Q_a < Q$). Чем больше число соединений, тем в меньшей степени увеличится при аварии сопротивление системы водовода и тем в меньшей степени снизится количество подаваемой воды. Сопротивление при аварии S_a можно выразить через сопротивление в период нормальной работы водовода S таким образом:

$$S_a = \alpha S.$$

Здесь значение α зависит от числа участков n , на которые разбит водовод при устройстве соединений. При сравнении приведенных выше выражений для S и S_a нетрудно видеть, что

$$\alpha = \frac{n+3}{n}.$$

Тогда при $n=2$ значение $\alpha=2,5$, при $n=3$ значение $\alpha=2$, при $n=5$ значение $\alpha=1,6$, при $n=10$ значение $\alpha=1,3$ и т. д.

Построив по уравнению $h_a = S_a Q_a^2$ кривую 3 (см. рис. III.71) с той же начальной ординатой H_0 , получим точку ее пересечения с характеристикой насоса. Абсцисса этой точки дает расход Q_a , который будет подаваться насосами при выключении одного поврежденного участка на одной из двух линий водовода. Мы видим, что расход Q_a значительно превышает расход Q_1 , который был при полностью выключенной одной линии водовода. Имея заданную величину допустимого снижения подачи воды по водоводу (в зависимости от характера снабжаемого водой объекта), можно подобрать требуемое число соединений на водоводе.

При числе параллельных линий водовода $m \neq 2$

$$\alpha = 1 + \frac{2m+1}{n(m-1)^2},$$

где n — число участков на линии водовода.

Тот же расчет может быть применен и для напорных гравитационных водоводов. Так как в этих водоводах (в отличие от нагнетательных) напор H в начальной точке не зависит от изменения сопротивления в системе водовода, задача упрощается. В этом случае при работе водовода без аварии $H = SQ^2$, при работе водовода во время ликвидации аварии $H = S_a Q_a^2$. Следовательно, $SQ^2 = S_a Q_a^2$.

После вычисления α и S_a описанным способом расход Q_a может быть найден прямым вычислением по выражению

$$Q_a = \sqrt{\frac{S}{S_a}} Q.$$

Глава 12

ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ И ВОДОВОДОВ

§ 53. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ ТЕХНИЧЕСКОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ СЕТЕЙ И ВОДОВОДОВ

К задачам технической эксплуатации сети относятся:

- 1) наблюдение за работой и состоянием сети и ее оборудования;
- 2) устранение обнаруженных дефектов, текущий ремонт стыковых соединений и арматуры;
- 3) промывка и прочистка водопроводных труб;
- 4) ликвидация аварий на сети;
- 5) присоединение новых участков сети и домовых ответвлений;
- 6) оттаивание замерзших линий;
- 7) уход за уличными водоразборными кранами.

Наблюдение за работой и состоянием сети ведется путем регулярного планового обхода сети и осмотра всех колодцев и расположенной в них водопроводной арматуры. Такой обход делается несколько раз в год и во всяком случае не менее двух раз в год — осенью и весной.

При осмотре проверяют исправность задвижек и пожарных гидрантов, производят подтяжку болтов на фланцевых соединениях и т. п. Замеченные неисправности немедленно устраняют.

Весьма важным вопросом при эксплуатации сети является определение причин утечки воды из сети и их устранение. Утечка обычно (за исключением аварийных случаев) происходит из-за недостаточной плотности стыковых соединений труб и неполного закрытия водоразборной арматуры (во внутренних водопроводах).

Осмотр водоразборных кранов позволяет установить, что является основной причиной утечки: неисправность арматуры или плохое состояние сети. Для нахождения места утечки воды из наружной сети, происходящей вследствие повреждения стыков или образования трещин в трубе, применяют специальные чувствительные слуховые приборы (стетоскопы, аквафоны). Устанавливая эти приборы на земле вблизи предполагаемого места утечки и передвигая их вдоль линии, можно без раскопки линии по изменению силы звука обнаружить место утечки. Обнаруженные неисправности устраняют путем соответствующего ремонта.

Ремонтные работы на сети подразделяются на два вида: а) текущий ремонт; б) капитальный ремонт.

Текущий ремонт включает в себя профилактический ремонт (планируемый заранее по объему и времени выполнения) и непредвиденный ремонт (выявляемый в процессе эксплуатации и выполняемый в срочном порядке). К текущему ремонту, производимому за счет эксплуата-

ционных расходов, относятся следующие работы: заделка отдельных мест утечек в линиях сети с установкой ремонтных муфт, хомутов или сваркой; подчеканка отдельных раструбов; проверка на утечку отдельных участков сети; ремонт дюкеров; починка колодцев; разборка, чистка, смазка, окраска задвижек, гидрантов, вантузов, водоразборных колонок; ремонт домовых вводов.

Капитальный ремонт включает в себя те работы, в процессе которых производится смена изношенных конструкций, узлов и деталей или замена их на более прочные и экономичные. Капитальный ремонт осуществляется за счет амортизационных отчислений, предназначенных для этих целей.

В процессе эксплуатации на стенках труб могут отлагаться выпадающие из воды минеральные соли. Образующиеся твердые отложения на стенках труб можно удалять при помощи режущих приборов, протаскиваемых на тросах через трубы и соскабливающих отложения с их стенок.

Для очистки стенок труб малых диаметров от твердых отложений и продуктов коррозии может быть применена промывка труб раствором кислоты. Чтобы предохранить стенки металлических труб от разъедающего действия кислоты, в трубы вводят специальные вещества (ингибиторы). Трубы заполняют раствором кислоты на 15—20 ч и затем после удаления раствора промывают водой в течение 2—2,5 ч.

В зимнее время может произойти замерзание воды в трубах сети (на тупиковых участках). Замерзшие участки оттаивают горячей водой или электрическим током (при металлических трубах). В первом случае в специальном котелке нагревают воду, поступающую в него непосредственно из сети. Затем горячую воду вводят в замерзший участок по пеньковому или резиновому рукаву при помощи специальных металлических наконечников (для создания струи горячей воды). При электропрогреве через трубы пропускают ток, нагревающий их стенки и вызывающий таяние льда.

§ 54. ЛИКВИДАЦИЯ АВАРИЙ НА ВОДОПРОВОДНЫХ ЛИНИЯХ

На водопроводных линиях могут быть аварийные повреждения как самих труб, так и установленной на них арматуры. Своевременное обнаружение и быстрая ликвидация аварии на сети или водоводах являются исключительно ответственной задачей, поскольку при отключении поврежденного участка в сети происходит перераспределение потоков воды, падают давления и нарушается нормальное снабжение водой потребителей. Кроме того, при авариях возможны большие потери воды и затопление подвалов, туннелей и т. п.

Причинами аварий могут быть различные явления и события: гидравлические удары, температурные деформации и случайные механические повреждения. Нарушение герметичности трубопровода может произойти вследствие нарушения прочности и герметичности стыковых соединений, коррозии материала труб, разрыва труб и фасонных частей. Статистические данные по эксплуатации водопроводных сетей и водоводов показывают, что наибольший процент повреждений приходится на стыки. В стальных трубах значительное количество повреждений обуславливается коррозией металла.

Гидравлические удары на напорных водоводах, происходящие в результате внезапной остановки насосов при прекращении подачи электрического тока, являются наиболее частой причиной повреждений водоводов. При этом разрывы труб могут происходить далеко от насосной станции — в том месте, где абсолютное значение внутреннего дав-

ления при ударе окажется наибольшим, или там, где сеть имеет меньшую прочность.

Весьма важно обнаружить аварию как можно быстрее, чтобы выключить поврежденный участок и прекратить утечку воды. В условиях города быстро обнаружить аварию очень сложно, так как вода, вытекающая в месте повреждения, может распространиться под асфальтовым покрытием на большое расстояние, прежде чем выйдет на поверхность. Часто вода попадает в каналы других технических служб города (теплосеть, телефон и т. п.).

Для обнаружения мест утечки могут использоваться чувствительные звукоулавливающие и другие приборы различных типов.

Ликвидация аварий на сети и водоводах входит в обязанности аварийных ремонтных бригад службы сети управления водопроводом. Аварийная бригада, связанная с диспетчерским пунктом, выезжает на место по команде, имея в своем распоряжении автомашину, оборудованную всеми необходимыми техническими средствами для выключения аварийного участка и быстрейшего ремонта поврежденных труб и арматуры.

Строительные нормы и правила устанавливают сроки ликвидации аварий труб сетей и водоводов в зависимости от их диаметра и глубины промерзания грунта (см. табл. III.3).

Хорошая организация аварийной службы имеет весьма большое значение для обеспечения требуемой надежности водоснабжения потребителей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Абрамов Н. Н., Поспелова М. М. Расчет водопроводных сетей. М., Стройиздат, 1962.

Абрамов Н. Н. Теория и методика расчета систем подачи и распределения воды. М., Стройиздат, 1972.

Андряшев М. М. Гидравлические расчеты водоводов и водопроводных сетей. М., Стройиздат, 1964.

Мошнин Л. Ф. Методы технико-экономического расчета водопроводных сетей. М., Стройиздат, 1950.

Трубы, арматура и оборудование водопроводно-канализационных сооружений. Справочник по специальным работам Под ред. А. С. Москвитина. М., Стройиздат, 1970.

Шевелев Ф. А. (ВНИИ ВОДГЕО). Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. М., Стройиздат, 1973.